Кирюхин Г.Н.

Асфальтобетон для дорожных и аэродромных покрытий

В монографии приведены основные научные представления о структуре и физико-механических свойствах асфальтобетона. Обоснованы термофлуктуационные и фрактальные модели деформативно-прочностных свойств и обобщены результаты исследований в части работоспособности асфальтобетона в конструкциях дорожных одежд с учетом условий их эксплуатации.

***Ключевые слова**: асфальтобетон, структура, прочность, деформативность, термофлуктуационно-фрактальные модели, расчетные характеристики, долговечность.*

Содержание

Введение 1
Глава 1. Структура асфальтобетона 2
1.1. Структура минерального остова 14
1.2 Обзор представления й структуре битумных вяжущих 36
1.3. Взаимодействие битума с минеральными материалами 45
1.4. Асфальтовое вяжущее вещество 47
1.5. О фрактальной природе гетерогенных материалов 57
1.6. Выводы по главе 61
Глава 2 Теории прочности асфальтобетона 63
2.1. Механизмы разрушения 66
2.3. Термофлуктуационная теория деформирования и разрушения битумных материалов 77
2.2. Усталостная прочность 88
2.4. Фрактальные модели долговременной прочности асфальтобетона 98
Глава 3 Реология асфальтобетона 107
3.1. Составляющие деформации асфальтобетона 107
3.2. Теоретические предпосылки нелинейного деформирования и разрушения асфальтобетона 109
3.3. Реологические модели материалов 113
3.3. Эмпирика деформирования битумных материалов 119
3.4. Коэффициенты пластичности асфальтобетона 140
3.5. Расчетные характеристики асфальтобетонов 144
Глава 4. Основы конструирования и оценки прочности дорожных одежд с асфальтобетонными покрытиями 153
Заключение 161
Литература 165

Введение

Асфальтобетон относится к наиболее востребованным материалам при устройстве покрытий. Обладая высокими эксплуатационными свойствами и технологичностью при строительстве и ремонте дорог, этот материал отвечает современным требованиям по обеспечению скоростного и безопасного движения автомобилей [1]. Однако в условиях интенсивного движения и высокой грузонапряженности межремонтные сроки службы асфальтобетонных покрытий снижаются. Основной причиной преждевременного разрушения покрытий является несоответствие структуры асфальтобетона условиям эксплуатации.

Асфальтобетон состоит из трех основных составляющих: минерального остова, битумного вяжущего и воздушных пор. От объемного содержания и структуры компонент зависит качество асфальтобетона. Так зерновой состав минеральной части влияет на технологические свойства асфальтобетонной смеси, определяет структуру минерального остова и в значительной степени сдвигоустойчивость асфальтобетонных покрытий. Битумное вяжущее склеивает минеральные зерна в монолит, обусловливая реологические свойства и трещиностойкость покрытий в заданных условиях эксплуатации. Воздушные поры также влияют на эксплуатационные свойства материала. При увеличении объема пор снижается водо-морозостойкость асфальтобетона и быстрее стареет битумное вяжущее. Если же воздушных пустот недостаточно, то при нагревании происходит раздвижка зерен минерального остова битумом, что приводит к снижению сдвигоустойчивости асфальтобетонных покрытий.

Прочность и работоспособность асфальтобетона прежде всего определяются его структурой. Целенаправленное управление структурой и прогнозирование срока службы асфальтобетона в зависимости от условий эксплуатации относятся к основным научным проблемам дорожной отрасли. Разработки теорий структуры битумного вяжущего и асфальтобетона являются актуальными, как, впрочем, и глубокое изучение иерархичных процессов деформирования и разрушения покрытий. При этом очень важно учитывать не только напряженно-деформированное состояние материала в дорожной конструкции, но и одновременно как микроскопические явления в местах возникновения и развития дефектов, так и макроскопические эффекты вокруг концентраторов напряжений [2]. Обосновать оптимальную область применения асфальтобетона в зависимости от его структуры призваны нелинейные математические модели деформирования и разрушения, которые важны для проектирования, эффективного планирования и разработки стратегии обеспечения сохранности дорожных покрытий.

Глава 1.
Структура асфальтобетона

По определению стандартный асфальтобетон представляет собой уплотненную асфальтобетонная смесь, состоящую из минеральной части (щебня, песка и минерального порошка или без него), битумного вяжущего (с модификаторами или без них), взятых в определенных соотношениях и перемешанных в нагретом состоянии. Под его структурой подразумевается совокупность признаков, отражающих строение композиционного материала, которое определяет в конечном итоге физико-механические свойства и долговечность асфальтобетонных покрытий. Понятие структуры асфальтобетона многогранно, так как объединяет упаковку полидисперсных зерен каменного материала, склеенных между собой прослойками битумного вяжущего, структуру и качество компонентов, содержание и форму воздушных пустот, статистически фрактальную геометрию поверхностей раздела фаз, капилляров, микротрещин и других структурных элементов, распределенных по объему композита.

В прикладной дорожной науке асфальтобетону уделяется достаточно много внимания. Однако теория асфальтобетона до сих пор находится в начальной стадии разработки из-за сложности строения и зависимости структурно-реологических свойств и прочности материала от многих факторов. Сложность структуры асфальтобетона определяется как многообразием составляющих компонентов и различием их свойств, так и физико-химическими процессами взаимодействия между ними, приводящими к образованию качественно нового композиционного материала с необходимым комплексом эксплуатационных свойств [3].

В теоретическом плане по предложению академика П.А. Ребиндера однородные микроструктуры дисперсных композиций разделены в зависимости от характера связей контактируемых частиц на коагуляционные, конденсационные и кристаллизационные [4]. К коагуляционным отнесены структуры, в образовании которых участвуют сравнительно слабые силы молекулярного взаимодействия Ван-дер-Ваальса, действующие через тонкие прослойки жидкой дисперсионной среды. Конденсационными являются структуры, возникающие при непосредственном взаимодействии частиц, или под влиянием химических соединений в соответствии с валентностью контактирующих атомов, или под влиянием ионных и ковалентных связей. Кристаллизационными (или кристаллическими) названы структуры, образовавшиеся путем выделения твердой фазы из расплава или раствора и последующего прямого срастания отдельных кристаллов в прочный агрегат, в том числе под влиянием химических связей.

С видом микроструктур связаны представления об их качественных характеристиках. Например, для коагуляционных структур характерна низкая

прочность, тиксотропное разрушение под влиянием механических воздействий (вибрации) и восстановление связей после снятия нагрузки. Конденсационные и особенно кристаллизационные структуры отличаются повышенной прочностью, хрупкостью и не подвержены восстановлению.

Дорожно-строительные материалы на основе битумных вяжущих (асфальтобетоны, мастики и другие органоминеральные материалы) относятся к коагуляционному типу дисперсных структур. В подобных материалах зерна твердой фазы, составляющие минеральный остов, связаны между собой межмолекулярными и поверхностными силами через тонкие прослойки дисперсионной среды. В то же время П.А. Ребиндер отмечал, что при определенных условиях возможен самопроизвольный (спонтанный) переход с различной скоростью коагуляционной структуры в конденсационно-кристаллизационную. Поэтому возможно и даже более типично образование смешанных структур как совокупности двух или трех однородных, например, кристаллизационно-коагуляционной и др.

И.А. Рыбьев также рассматривал асфальтобетон как искусственный строительный конгломерат с коагуляционной структурой, обладающий рядом специфических свойств: низкой прочностью, ползучестью, способностью к тиксотропному упрочнению и разжижению. В качестве жидкой фазы в асфальтобетоне рассматривался битум, который сам по себе обладает упомянутыми специфическими свойствами коагуляционных дисперсных структур. Смешение битума с минеральным порошком (наполнителем) и последующее уплотнение асфальтобетонной смеси приводят к образованию вторичной, более плотной, коагуляционной структуры с переходом свободного битума в сольватированное и иммобилизационное состояние [5].

По правилу створа И.А. Рыбьева прочность и деформационная устойчивость асфальтобетона зависит от толщины битумных пленок. При увеличении фазового соотношения (среда/фаза) показатели прочности снижаются, а при постепенном уменьшении количества среды или с увеличением твердой фазы в единице объема битумоминерального материала до момента снижения плотности структурная прочность повышается, ползучесть понижается, тиксотропные свойства проявляются менее ярко. Соответственно, при увеличении до определенных пределов содержания минерального порошка в битумоминеральном материале или концентрации асфальтенов в битуме прочность системы растет по мере утончения прослоек дисперсионной среды [6]. Влияние толщины прослоек дисперсионной среды на прочность битумных композиций подтверждается характером изменения механических свойств в зависимости от содержания битума.

В качестве примера на рис. 1 показана характерная зависимость устойчивости асфальтобетона по Маршаллу от содержания битума.

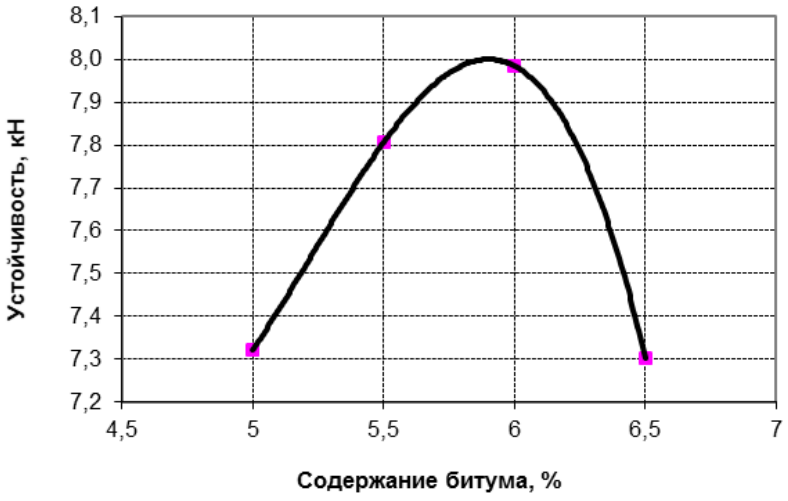


Рисунок 1. Влияние содержания битума на устойчивость асфальтобетона по Маршаллу

Для каждого состава минеральной части асфальтобетонной смеси существует свое оптимальное содержание битума, при котором устойчивость по Маршаллу и другие показатели прочности асфальтобетона достигают максимальных значений. В связи с этим И.А. Рыбьев отмечал, что максимальное значение прочности асфальтобетона, как и экстремумы других свойств искусственных строительных конгломератов, достигаются при наименьшей толщине пленки дисперсионной среды, сохраняющей свою непрерывность. При этом особая роль отводится качеству дисперсионной среды и концентрации высокомолекулярных углеводородов ароматического и нафтеноароматического ряда, влияющих на степень дисперсности твердой фазы (асфальтенов) в битуме. Чем выше концентрация ароматических углеводородов в среде, тем более высокая дисперсность асфальтенов и вязкость битума. На пептизацию асфальтенов ароматическими соединениями, приводящую к изменению дисперсной структуры битума, указывали Пфейфер и Дормаль [7].

К процессам взаимодействия битума с минеральными материалами принято относить смачивание и избирательную диффузию, физическую адсорбцию компонент битума на поверхности минеральных частиц, хемосорбционные процессы, протекающие на границе раздела битум - минеральный материал. Формирование структуры асфальтобетона начинается с момента смешивания битума с минеральной частью. В процессе уплотнения и остывания происходит упрочнение адгезионных и когезионных связей на границе раздела фаз, которое наблюдается и после остывания асфальтобетона.

Известна гипотеза И.В. Королева, что в асфальтобетонах, приготовленных из холодных и частично теплых смесей на разжиженных и жидких битумах, присутствуют точечные конденсационные контакты наряду с

коагуляционными. Отмечается, что холодный и теплый асфальтобетоны в меньшей степени снижают прочность при повышении температуры по сравнению с горячим, что свойственно конденсационным структурам, которые более устойчивы к изменению температуры [8].

Однако необходимо отметить, что на температурную зависимость прочности асфальтобетона оказывает влияние качество дисперсионной среды, степень ее структурирования и толщина битумных пленок. Эти параметры в холодном и горячем асфальтобетоне существенно различаются. Чем выше содержание дисперсной фазы и степень дисперсности коагуляционной системы, чем тоньше прослойки дисперсионной среды. При увеличении отношения содержания минерального порошка к битуму битумоминеральный материал упрочняется, при этом повышается степень аномалии вязкости, снижаются температурная чувствительность, коэффициент пластичности и предельная деформация образцов при растяжении.

Относительная деформация по оси образца является неравномерной вследствие разной жесткости компонент асфальтобетона и сложной геометрии пленок вяжущего. При этом толщина межзерновых прослоек битума зависит не только от его количества, но и от размера, содержания и шероховатости поверхности минеральных зерен. В зависимости от нагрузки и времени относительная деформация битумных прослоек в нелинейной области деформирования подчиняется степенному закону. Поэтому связанные между собой геометрические и реологические характеристики структуры асфальтобетона целесообразно изучать с привлечением теории фракталов.

По-отдельности рассматривали следующие три типа структуры асфальтобетона: микроструктуру – структуру асфальтового вяжущего вещества; мезоструктуру – двухкомпонентную подсистему (песок + асфальтовое вяжущее вещество); макроструктуру – двухкомпонентную подсистему (щебень + асфальтовый раствор) [9]. Предполагалось, что такая классификация упростит исследования сложного многокомпонентного материала. Предпосылкой такого подхода является широкий диапазон полидисперсности частиц в асфальтобетоне, что следует из данных в табл. 1.

Таблица 1 – Размеры дисперсных частиц асфальтобетона

Битум		Наночастицы, нм	Минеральный порошок, мкм	Песок, мм	Щебень, мм
Мальтены	Асфальтены				
До 2 нм	От 2 до 10 нм	От 10 до 100	От 2 до 63-75	От 0,1 до 5	От 5 до 45
Логарифмическая шкала LOG(м)					
До -9	От -8,7 до -8	От -8 до -7	От -5,7 до -4,2	От -3,9 до -2,3	От -2,3 до -1,2

По литературным данным дисперсионная среда битумных вяжущих представлена мальтенами с размером молекул от 0,6 до 1-2 нм. Органическая

часть дисперсной фазы состоит из асфальтенов размером 2-4 нм и более крупных асфальтеновых комплексов, которые присутствуют в битумных вяжущих. Минеральная часть дисперсной фазы асфальтобетона представлена зернами размером от самых мелких наночастиц, содержащихся в минеральном порошке, до самой крупной фракции применяемого щебня.

Из таблицы следует, что размеры минеральных частиц ранжированы в пределах 7 десятичных порядков. При столь широком диапазоне разбиение структуры асфальтобетона на 3 подсистемы в зависимости от размера зерен минерального материала представляется логичным, хотя и условным, т.к. крупные зерна минерального порошка соизмеримы с мелкими зернами песка, а граничный размер зерен между каркасобразующими и заполняющими фракциями щебня и песка зависит от зернового состава смеси. Поэтому песок отделяют от щебня с помощью сит с квадратными ячейками размером 4 или 4,75 мм или же круглыми отверстиями диаметром 5 мм, а в асфальтовом вяжущем веществе условно объединяют битумное вяжущее и минеральный порошок с размером зерен мельче 0,063, 0,071 или 0,075 мм в зависимости от рассматриваемого стандарта на асфальтобетонные смеси и асфальтобетон.

К важнейшему элементу структуры асфальтобетона относятся воздушные поры, которые подразделяют на замкнутые и сообщающиеся между собой. Соответственно, в зависимости от доступности к водной среде пористость может быть открытой, замкнутой или смешанной. От объема пор зависят показатели водопроницаемости, коррозионной устойчивости и старения, что показано многочисленными исследованиями и подтверждается работоспособностью асфальтобетонных покрытий в различных дорожно-климатических зонах. В то же время остаются неизученными вопросы влияния формы воздушных пор и капилляров, а также их геометрических размеров на свойства асфальтобетона.

При увеличении остаточной пористости и водонасыщения показатели водо-морозостойкости асфальтобетона монотонно снижаются. Наличие пор и дефектов структуры усугубляет неоднородность материала, усложняет напряженно-деформированное состояние, увеличивает концентрацию внутренних напряжений при его нагружении. Поры и другие дефекты микроструктуры, например, микротрещины, способны объединяться и перерастать в магистральные трещины в процессе цикличного нагружения дорожного покрытия. Развитие микротрещин зависит от физической природы разрушения, что следует учитывать в теории прочности асфальтобетона и методиках оценки трещиностойкости покрытий.

В то же время воздушные пустоты играют положительную роль в обеспечении сдвигоустойчивости дорожных покрытий. При высоких температурах эксплуатации битум расширяется в поровое пространство, тем самым исключается раздвижка минерального остова. При достаточном объеме пор устойчивость контактов между зернами минерального остова сохраняется,

в противном случае коэффициент внутреннего трения при нагреве асфальтобетона снижается.

На практике объем пустот в асфальтобетоне является основной характеристикой, определяющей эксплуатационные свойства асфальтобетонных покрытий. На поровые характеристики обычно ориентируются при подборе составов асфальтобетона, так как от их величины зависят эксплуатационные показатели устраиваемых покрытий. От того, как правильно запроектирован состав асфальтобетонной смеси зависит структура асфальтобетона и его свойства. Поэтому оценка объемных свойств присутствует в известных методах проектирования составов асфальтобетона [10].

Основные этапы проектирования состава асфальтобетонной смеси включают выбор исходных материалов, подбор зернового состава и содержания битума. Испытания асфальтобетона проводятся на специально приготовленных в лаборатории образцах различной формы. При этом физико-механические свойства асфальтобетона зависят от условий уплотнения и размеров образцов, оговариваемых тем или иным стандартом. Например, в методе Маршалла заранее задается количество ударов трамбовки при двухстороннем уплотнении образцов диаметром 101,6 мм и высотой 63,5 мм. В методе Суперпейв свойства асфальтобетона определяют при испытании образцов диаметром 100 или150 мм, изготовленных в приборе вращательного уплотнения (гираторе), причем число вращений может назначаться в зависимости от расчетной интенсивности автомобильного движения. В этом методе в качестве критерия оптимальности подобранного состава асфальтобетона условно принята остаточная пористость 4 %. Европейскими нормами оговариваются условия изготовления образцов-плит, а в ГОСТ 12801 цилиндрических образцов, у которых высота должна быть равной диаметру.

Рассматриваемые методы проектирования составов асфальтобетонных смесей предполагают наличие связи между результатами лабораторных испытаний уплотненных образцов и эксплуатационными свойствами асфальтобетонных покрытий, а стандарты на асфальтобетонные смеси и асфальтобетон предусматривают соответствующие требования. [11]. При этом нормы показателей физико-механических свойств асфальтобетона оказываются привязанными не только к стандартным методам испытаний, но и к регламентируемым условиям изготовления образцов.

При подборе составов асфальтобетона большое значение имеет определение оптимального содержания битума, связанного с максимальной плотностью стандартных образцов. Связь содержания битума с поровыми характеристиками асфальтобетона определена условием нормировки объема фаз.

$$Б = 100\frac{(V_{пор}^{м} - V_{пор}^{о})\rho^{б}}{(100 - V_{пор}^{м})\rho^{м}}, \quad (1)$$

где Б – содержание битума, % по массе;

$V_{пор}^{м}$ – пористость минеральной части, %;

$V_{пор}^{о}$ – остаточная пористость, %;

$\rho^{б}$ – истинная плотность битума, г/см^3;

$\rho^{м}$ - истинная плотность минеральной части, г/см^3.

Практически все известные методы подбора состава смесей базируются на объемном анализе фазового состава асфальтобетона, т.к. элементы его структуры взаимосвязаны между собой. Расчетная схема определения объема компонентов в уплотненном асфальтобетоне приведена на рис. 2.

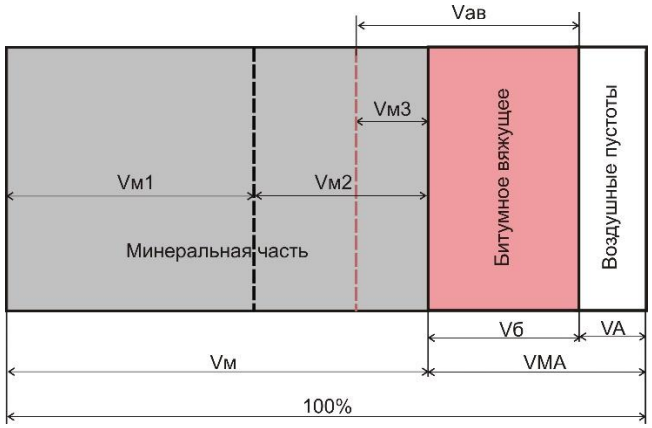


Рисунок 2. Объемы компонентов асфальтобетона

Кроме общепринятой нормировки объемов минеральной части, битумного вяжущего и воздушных пустот на рисунке выделен объем асфальтового вяжущего Vав, объем минерального порошка Vм3 и объемы первичной Vм1 и вторичной Vм2 структуры упаковки полидисперсных минеральных частиц.

В процессе проектирования состава смеси стремятся создать такую оптимальную структуру асфальтобетона, которая обеспечит требуемые эксплуатационные характеристики и максимальную долговечность устраиваемого покрытия в заданных условиях эксплуатации. Под требуемыми эксплуатационными свойствами подразумевается комплекс показателей качества по сдвигоустойчивости, трещиностойкости, водо-морозостойкости и другим критериям. В качестве признаков оптимальности структуры асфальтобетона обычно подразумевают проверенные на практике показатели физико-механических свойств. Например, в стандартах большинства стран мира приведены требования к пористости минерального остова и остаточной пористости. Численные значения характеристик пористости могут существенно различаться в зависимости от области применения

асфальтобетона и метода уплотнения образцов. Это связано прежде всего с различными региональными условиями эксплуатации асфальтобетонных покрытий и способом стандартного уплотнения образцов, по отношению к которому оценивается степень уплотнения слоя.

В некоторых зарубежных странах наряду с поровыми характеристиками асфальтобетона нормируется минимальное содержание вяжущего и (или) коэффициент заполнения пор битумом, который вычисляется как отношение объемного содержания битума $V_б$ к пористости минерального остова VMA. Эти нормы обычно имеют двухсторонние пределы, ограничивающие с одной стороны жесткость, а с другой стороны вязкопластичность асфальтобетонных покрытий.

Из-за опасности образования в покрытии выбоин и трещин до сих пор актуально следующее высказывание проф. Н.Н. Иванова в части подбора состава асфальтобетонной смеси: «битума следует брать не больше, чем это обусловливается получением достаточно прочной и устойчивой смеси, но битума надо брать возможно больше, а ни в коем случае невозможно меньше» [12]. Однако для нижних слоев асфальтобетонных покрытий часто, наоборот, более актуальным является ограничение содержания битума в смеси из-за опасности образования колеи пластичности. Рассматриваемый принцип оптимизации содержания битума в асфальтобетоне поясняется на рис. 3.

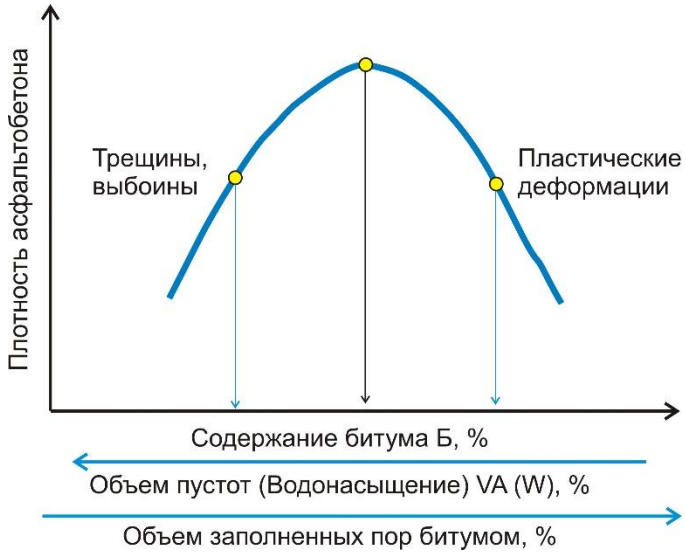


Рисунок 3. Общий принцип оптимизации содержания битума в асфальтобетоне

Методы проектирования асфальтобетонных смесей обычно направлены на достижение максимальных показателей прочности при высоких эксплуатационных температурах в результате такого сочетания содержаний заполнителя и битума, при котором обеспечивается максимальная плотность образцов. Однако при испытаниях на трехосное сжатие это правило

нарушается, т.к. максимальная прочность достигается при меньшем содержании битума, чем его требуется для получения максимальной плотности асфальтобетона [13]. При проектировании составов плотного асфальтобетона, особенно для нижних слоев покрытий, об этом необходимо всегда помнить, чтобы уменьшить риск образования колеи пластичности.

По данным К.Я. Лобзовой в плотном асфальтобетоне при оптимальном содержании вяжущего объем заполненных пор битумом является относительно стабильной величиной. В зависимости от уплотняющей нагрузки коэффициент заполнения пор битумом изменялся в пределах от 0,73 до 0,80 для одной смеси и от 0,75 до 0,82 для другой [14]. Поэтому при подборе состава асфальтобетонной смеси предлагалось ориентироваться на объем заполненных пор битумом в асфальтобетоне.

При обосновании оптимального содержания битума следует также учитывать тип подбираемого асфальтобетона и содержание минерального порошка в смеси. В смесях с различным содержанием минерального порошка при оптимальном содержании битума наблюдается устойчивая тенденция: чем выше пористость минерального остова, тем больше остаточная пористость асфальтобетона.

На практике наибольшее распространение получили экспериментальные методы подбора содержания битума в асфальтобетонной смеси, основанные на испытаниях стандартно уплотненных лабораторных образцов. Кроме того используются различные расчетные методы, основанные либо на теоретически вычисленных площади поверхности минеральных зерен и толщинах битумных пленок (методы М. Дюрье, И.В. Королева и др. [15,16,17]), либо на корреляционных зависимостях между поровыми характеристиками стандартно уплотненного асфальтобетона и зерновым составом минеральной части смеси [18,19]. Первоначальную дозировку битума, как правило, корректируют в процессе приготовления контрольных замесов по результатам испытаний образцов асфальтобетона любыми принятыми стандартными методами [20]. Окончательно подобранный состав смеси должен обеспечивать требуемый комплекс показателей физико-механических свойств, предусмотренный стандартом.

Принципиальное различие реологических свойств минеральных материалов и битума приводит к тому, что вязкоупругая и вязкопластическая составляющие деформирования асфальтобетона определяются прослойками битума, а сопротивление сдвигу зависит в большей части от минерального остова. Поэтому вязкоупругие и релаксационные свойства битумоминеральных материалов обусловлены главным образом структурой битума [21], а минеральный остов определяет предел упругости и статический предел текучести при сдвиге [22].

Структура минерального остова зависит от зернового состава, формы минеральных зерен и их компоновки в объеме асфальтобетона. Свойства

битумного вяжущего и характер его взаимодействия с минеральными материалами определяется химическим составом и коллоидной структурой, зависящей от структурирующего влияния поверхности минеральных зерен на прослойки битума. Вследствие этого асфальтобетон является сложным композитом. Под нагрузкой он деформируется как твердое пластичное тело при сжатии и сдвиге, а при растяжении ведет себя как очень вязкая неньютоновская жидкость.

В реологическом плане состав и структуру асфальтобетона целесообразно разделять на жесткий минеральный остов и мягкое асфальтовое вяжущее вещество. Такое разграничение подразумевает, что мелкие частицы минерального порошка вместе с битумом заполняют пустоты каркаса, составленного в первую очередь из более крупных зерен каменного материала. Для этого необходима определенная соразмерность мелких зерен минерального порошка (таблица 1) и средней толщины битумных пленок, при которой асфальтовое вяжущее представляет собой структурированную жидкость. Выделенные компоненты оказывают специфическое влияние на реологические свойства, так как при деформировании асфальтобетона, особенно при высоких температурах возможно перемещение асфальтового вяжущего относительно жестких зерен минерального материала, контактируемых между собой.

Раздельная работа минерального остова и асфальтового вяжущего вещества обнаруживается при достаточно высоких температурах испытания образцов. Экспериментально установлено, что при сдвиге асфальтобетона действует закон внутреннего трения Кулона. С учетом влияния температуры и времени нагружения он вырождается в популярное реологическое уравнение Гершеля–Балкли (рис. 4).

Рисунок 4. Модель деформирования асфальтобетона при сдвиге

Минеральный остов определяет статический предел текучести асфальтобетона при сдвиге. Предельное напряжение сдвига зернистых материалов или предел текучести по закону Кулона равняется произведению нормального давления на тангенс угла внутреннего трения. Внутреннее трение и статический предел текучести зависят в основном от размера зерен каркасообразующей фракции асфальтобетона вследствие явления дилатансии при сдвиге.

В качестве примера на рис. 5 представлена корреляционная зависимость коэффициента внутреннего трения асфальтобетона от среднего взвешенного размера крупной каркасообразующей фракции минерального остова.

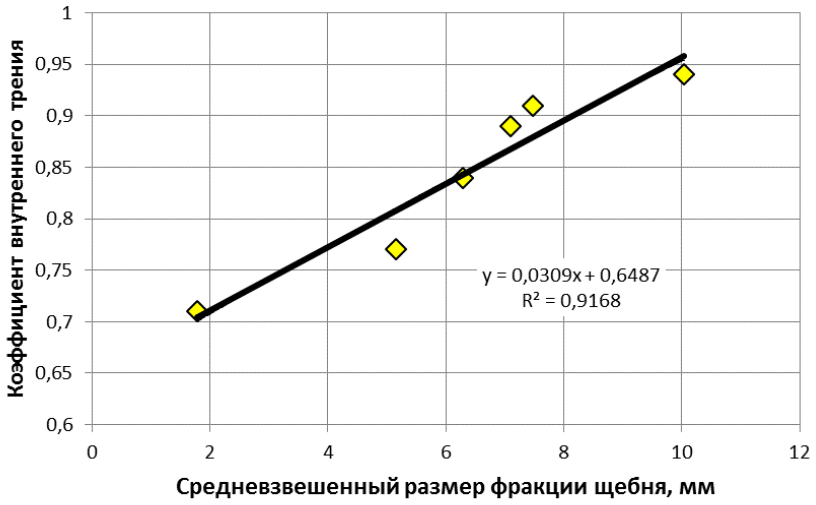


Рисунок 5. Зависимость коэффициента внутреннего трения асфальтобетона от средневзвешенного размера зерен щебня

Из-за большего дилатансионного расширения крупнозернистый асфальтобетон сопротивляется сдвигу сильнее по сравнению с мелкозернистым, причем тем выше нормальные напряжения, тем больше сопротивление сдвигу.

На практике крупность щебня влияет на сдвигоустойчивость асфальтобетона в сочетании с толщиной устраиваемого дорожного покрытия. Поэтому в рекомендациях по проектированию асфальтобетонных покрытий толщину конструктивного слоя принято увязывать с максимальным размером зерен каменного материала, используемого для приготовления асфальтобетонной смеси. Толщина асфальтобетонного слоя в пределах от 2 до 4 максимальных размеров зерен щебня считается оптимальной. При таких толщинах слоя, с одной стороны, обеспечивается требуемая степень уплотнения, а с другой – ограничивается величина пластической деформации, накапливаемой во время эксплуатации. Поэтому мелкозернистые и песчаные асфальтобетонные смеси не рекомендуется применять для устройства толстых слоев дорожных покрытий.

В свою очередь консистенция асфальтового вяжущего определяет когезию битумных пленок и является ответственной за вязкие и вязкоупругие свойства асфальтобетона. Основное влияние на вязкую составляющую деформации оказывают дисперсионная среда и мелкие частицы дисперсной фазы. Чем мельче частицы дисперсной фазы вяжущего, тем больше их удельная поверхность и выше структурирующее воздействие на дисперсионную среду. Число контактов и связанная с ним прочность

асфальтового вяжущего вещества возрастают обратно-пропорционально квадрату диаметра дисперсных частиц [23]. Результаты реологических испытаний показывают, что при повышении содержания дисперсной фазы вязкость суспензии увеличивается по степенному закону, отклоняясь от теоретической линейной зависимости Эйнштейна.

Совместное влияние асфальтового вяжущего и минерального остова отражается на вязкоупругих свойствах асфальтобетона. Асфальтовое вяжущее определяет восприимчивость асфальтобетона к температуре, времени и частоте нагружения. В свою очередь, минеральный остов распределяет внутренние напряжения на различных масштабных уровнях в соответствии со статистическим самоподобием вложенных структур. По-видимому, с фрактальной размерностью структуры связан спектр времен релаксации асфальтобетона, так как релаксационные явления в реологически сложных средах зависят от времени перегруппировки структурных единиц различного масштабного уровня [24].

Закономерности структурообразования и временные зависимости прочности и деформативности битумных материалов описываются степенными уравнениями, что многократно было показано в России и за рубежом. Очевидно, что структура битумных пленок и геометрия поверхности склеиваемых минеральных зерен естественным образом взаимосвязаны между собой, поэтому фрактальная размерность поверхности раздела фаз влияет на совместную работу асфальтового вяжущего и минерального остова.

Выбор типа и состава асфальтобетона следует проводить для каждого конструктивного слоя дорожной одежды в зависимости от свойств и стоимости исходных материалов, характера автомобильного движения и климатических условий региона. Этот принцип оптимизации всегда считался определяющим при выборе состава и технологии асфальтобетонных смесей при строительстве асфальтобетонных покрытий [20,25]. В условиях роста транспортной загруженности дорог такой подход становится особенно актуальным. Он принят за основу в методах функционального проектирования составов асфальтобетона с требуемыми эксплуатационными свойствами, способными обеспечивать максимальную долговечность устраиваемых покрытий в заданных условиях эксплуатации [10].

Таким образом асфальтобетон, являясь многокомпонентным искусственным строительным материалом, объединяет формирующиеся в процессе уплотнения и взаимосвязанные между собой структуры минерального остова, вяжущего и порового пространства. Главными направлениями достижения требуемого качества при этом являются:

- управление структурой минерального остова;
- улучшение реологических свойств вяжущего;
- создание рациональной поровой структуры;
- повышение адгезии битума к поверхности минеральных зерен.

Оптимальный баланс указанных способов регулирования структуры асфальтобетона позволяет достичь наибольший эффект при строительстве и эксплуатации асфальтобетонных покрытий за счет более высокого качества смеси.

1.1. Структура минерального остова

Под структурой минерального остова подразумевается пространственное расположение в уплотненном асфальтобетоне минеральных зерен различной крупности. От структуры минерального остова зависят практически все физико-механические свойства асфальтобетона. Минеральный остов определяет объем воздушных пустот, структуру порового пространства, внутреннее трение и другие механические свойства асфальтобетона. Изменяя зерновой состав минеральной части легко регулировать пористость в широких пределах от максимальной открытой в дренирующем до минимальной замкнутой в литом асфальтобетоне. От состава минеральной части зависит не только плотность и объемные свойства, но и работа, затраченная на уплотнение асфальтобетона. В свою очередь плотность конструктивного слоя влияет на модуль упругости и другие физико-механические свойства, определяющие долговечность дорожных одежд.

Исследуя структуру минеральной части Н.В. Горелышев предложил подразделять асфальтобетоны на каркасный, полукаркасный и бескаркасный в зависимости от содержания щебня [22]. Кроме этого структуру минеральных смесей принято называть контактной, когда крупные зерна щебня или гравия контактируют непосредственно друг с другом через тонкие прослойки вяжущего. Если же зерна щебня разделены песчаным раствором или прослойками вяжущего вещества значительной толщины, то макроструктуру называют порфировой. Вид структуры минерального остова оценивается коэффициентом упаковки, рассчитываемым как отношение проекции на плоскость расстояния между соседними крупными зернами к их диаметру [26].

$$K_{\text{уп}} = \frac{(L-d)}{d}, \qquad (2)$$

где $K_{\text{уп}}$ - коэффициент упаковки;

L - проекция расстояния между центрами соседних зерен, мм;

d - диаметр зерен, для которых вычисляется коэффициент упаковки. Если зерна разного диаметра, то $d = r_1 + r_2$, где r_1 и r_2 - радиусы соседних частиц, мм.

При положительных значениях коэффициента упаковки структуру относят к порфировой, а при отрицательных – к контактной. При $K_{\text{уп}} = 0$ зерна соприкасаются друг с другом без зацепления, т.е. без захода одной частицы за другую.

На коэффициент упаковки влияет не только количество, но и размер крупнообломочных частиц. Чем крупнее зерна, тем меньшее количество щебня требуется для того, чтобы коэффициент упаковки оказался отрицательной величиной.

Геометрическую структуру пространства, заполненного зернами сыпучего материала, изучали многие исследователи. Если условно принять, что все зерна одинаковы по форме и размеру, то в принципе возможна различная плотность упаковки в зависимости от их размещения в пределах заданного объема. Например, шары можно уложить рядами так, чтобы линии, которые соединяют их центры, образовывали кубы. В этом случае, очевидно, будет наименее плотная укладка шаров. Наиболее плотной принято считать упаковку при таком взаимном расположении шаров, когда линии, которые соединяют их центры, образуют тетраэдры. В этом случае шары заполняют чуть больше 74 % объёма пространства и следуя гипотезе Кеплера достичь более плотной упаковки невозможно. Однако гипотезу Кеплера оказалось трудно доказать математически, на что указывают серьезные исследования в этом направлении [27, 28].

Под плотностью упаковки сыпучих сред K_v подразумевают отношение объема, занятого твердыми частицами, к объему элементарной ячейки. При этом пористость или пустотность упаковки будет равна:

$$P = 1 - K_v \,. \tag{3}$$

В результате пористость упаковки шаров одного размера в наименее плотных простых кубических конфигурациях составляет около 48%, а в наиболее плотных гексагональных (ромбоэдрических) достигает 26%. Однако идеальные расположения шаров встречаются крайне редко. В статистически рыхлых монодисперсных упаковках минимальная пористость находится в пределах 40-42%, а в статистически плотных – не менее 36%.

Строгое теоретическое решение оценки плотности беспорядочной упаковки одинаковых сфер отсутствует, поэтому применяются вероятностно-статистические методы исследований [30]. Так в 50-х годах английский ученый Г. Скотт в опытном порядке заполнял шариками от подшипников сферические бутылки разных размеров [29]. При заполнении бутылки без потряхивания экспериментально установлена следующая зависимость плотности упаковки от числа шариков N

$$K_{v1} = 0{,}6 - \frac{0{,}37}{\sqrt[3]{N}} \tag{4}$$

В случае потряхивания бутылки при заполнении плотность упаковки возрастала, приближаясь к следующей зависимости

$$K_{v2} = 0{,}64 - \frac{0{,}33}{\sqrt[3]{N}} \tag{5}$$

Из результатов эксперимента следует, что случайная упаковка шариков оказывается гораздо меньше максимальной 74 %. Кроме того, она зависит от количества шариков N, т.е. связана с объемом и площадью поверхности сосуда. Это объясняется так называемым пристеночным или поверхностным эффектом, пропорциональным отношению площади к объему сосуда и убывающим обратно пропорционально размеру системы.

В первом приближении численные величины в экспериментальных статистических зависимостях Г. Скотта близки к «золотой» пропорции. Если принять во внимание, что помимо способа упаковки на плотность монодисперсных сыпучих материалов влияют форма частиц, угловатость и другие факторы, а также то, что реальные сыпучие материалы являются полидисперсными, то для случайной упаковки зерен дробленого каменного материала можно предложить в качестве гипотезы следующую формулу.

$$K_v = 0{,}62 - \frac{0{,}38}{\sqrt[3]{N}} \qquad (6)$$

В сыпучей среде бесконечного размера, состоящей из одномерных частиц, содержание пустот теоретически не зависит от их крупности. Однако экспериментально выявлены побочные эффекты, например, влияние опалубки на образование пустот в бетоне (эффект стенки) и влияние взаимодействий между частицами разной крупности. Эффект стенки связывают с взаимодействием любой поверхности с контактирующей зернистой массой. Даже в случае добавления всего несколько крупных зерен в бесконечный объем мелкозернистого материала нарушается упаковка мелких частиц вблизи поверхности крупных зерен, поэтому пористость системы изменяется.

При наименее плотной укладке шары дают меньшую пустотность, чем зерна другой формы, а при наиболее плотной — большую. Однако, как наиболее, так и наименее плотные схемы укладки могут рассматриваться лишь теоретически, тогда как реальная пористость сыпучих материалов будет иметь те или иные промежуточные значения, определяемые степенью уплотнения смеси.

При угловатой форме зерен можно ожидать увеличение пустотности [30]. Это проявляется в большей степени, если кроме систем укладки правильных многогранников рассмотреть другие варианты укладки. Например, удлиненные параллелепипеды при их наиболее плотной укладке, как и кубы, полностью заполняют объем, а при наименее плотной, когда будут взаимно касаться только вершинами, дадут максимальную пустотность, причем тем большую, чем больше отношение длины к толщине зерен.

Минеральные частицы кубовидной формы упаковываются, как правило, более плотно, чем пластинчатые (лещадные) и игловатые зерна, однако это справедливо только при условии, что последние при уплотнении не будут дробиться. В свою очередь гладкие частицы природного песка и гравия

упаковываются легче, чем шероховатые. Из опыта известно, что смеси, составленные из продуктов дробления каменных материалов, уплотняются труднее, чем окатанные зерна такого же зернового состава. Причем на сопротивляемость уплотнению смеси в большей степени влияют дробленые зерна песка, чем щебня.

Пористость бинарных смесей, составленных из мелких и крупных зерен при различном соотношении их размеров и объемов, изучали многие исследователи. Обращают внимание интересные данные, приведенные в работе [31], где показано влияние содержаний крупных и мелких зерен на относительное изменение пористости смеси. Заимствованные зависимости изменения пористости смеси от содержаний крупных и мелких зерен представлены на рис. 6.

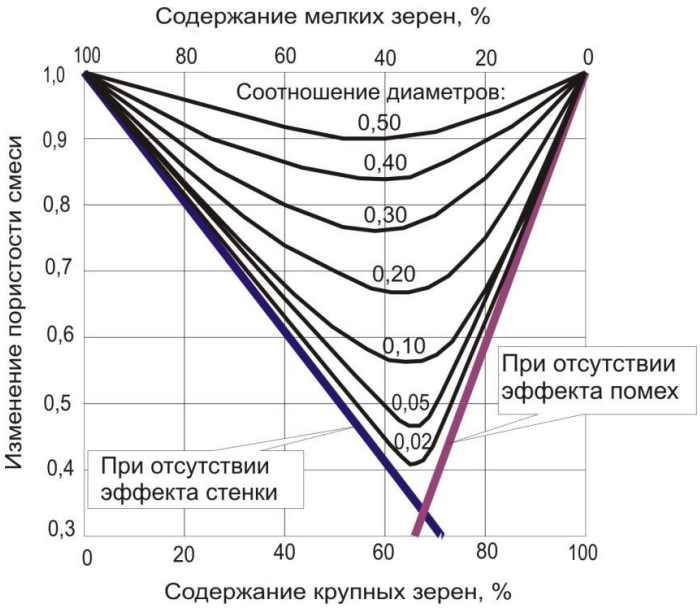


Рисунок 6. Влияние содержания крупных и мелких зерен на изменение пористости смеси.

Пористость бинарной смеси, составленной из крупных и мелких зерен, меньше пористости упаковки из одномерных зерен. Степень снижения пористости зависит от соотношения диаметров частиц, так как более мелкие зерна лучше заполняют поры в упаковке крупных зерен.

Обращает внимание, что соотношение содержаний крупной и мелкой фракции в наиболее плотных бинарных смесях близко к «золотой» пропорции. Кроме того, максимальное изменение пористости бинарной смеси также приближается к указанному соотношению. Для подтверждения достаточно экстремумы кривых на рис. 6 выразить через степень снижения пустотности бинарной смеси, после чего определить зависимость её от соотношения

диаметров частиц. В результате получим следующую корреляционную зависимость на рис. 7.

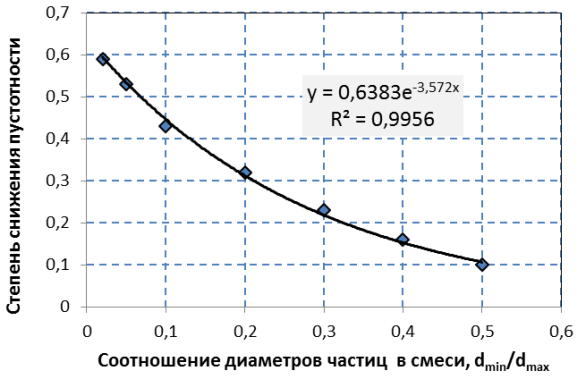


Рисунок 7. Зависимость степени снижения пустотности от соотношения диаметров частиц в бинарной смеси

Когда диаметр мелких частиц стремится к нулю, степень снижения пустотности приближается к 0,638, а плотность упаковки бинарной смеси достигает максимального значения. Можно допустить, что к «золотой» пропорции стремится и максимально возможная степень снижения пустотности при смешивании крупных и мелких частиц.

При изучении упаковок полидисперсных минеральных смесей принято выделять первичную и вторичную структуры (PS и SS) [32]. Первичную структуру составляют крупные каркасообразующие фракции, а вторичную мелкие зерна заполняющих фракций. Первичная структура характеризуется гранулометрическим составом, содержанием воздушных пустот и координационным числом или количеством точек контакта крупных зерен в пределах выделенной элементарной ячейки. Вторичная структура рассматривается как вложенная в пространство между крупными зернами в виде упаковки частиц мельче первого контрольного сита или минимального размера зерен первичной структуры. В соответствующем пространственном масштабе измерений вторичная структура статистически подобна первичной, поэтому по геометрической сущности дорожно-строительные материалы можно отнести к фракталам.

В результате исследований было установлено, что на физико-механические свойства несвязанных гранулированных материалов влияют форма, угловатость, текстура поверхности зерен, распределение их по размерам, параметры упаковки, плотность и другие факторы. При увеличении плотности упаковки и координационного числа первичной структуры жесткость конструктивного слоя из несвязанного материала возрастает. Фрактальная структура влияет на модуль упругости, сдвигоустойчивость, пористость, коэффициент фильтрации и на другие физико-механические свойствах дорожно-строительных материалов.

Если смешать два сыпучих материала с зернами одного и того же размера, то объем смеси будет равен сумме объемов компонентов. Если же смешивать между собой мелкие и крупные зерна, то мелкая фракция d_2 при достаточно малом размере и объеме способна полностью разместиться в пустотах скелетной фракции d_1. Однако для этого размер зерен заполняющей фракции должен быть существенно меньше размера зерен каркасообразующей фракции первичной структуры PS.

Согласно экспериментальным данным отношение размеров d_1/d_2, при котором мелкие частицы без раздвижки заполняют пустоты каркаса из крупных зерен, разнятся в пределах следующих величин: 16 по В.В. Охотину [33], 4,44 по П.И. Боженову [34], 4,55 по Р. Бейли [35], 6,452 по В.А. Миронову и А.И. Голубеву [36]. Различие может быть вызвано разными свойствами смешиваемых материалов.

Принцип изменения объема сыпучего материала, составленного из крупных и мелких частиц, поясняется на рис. 8.

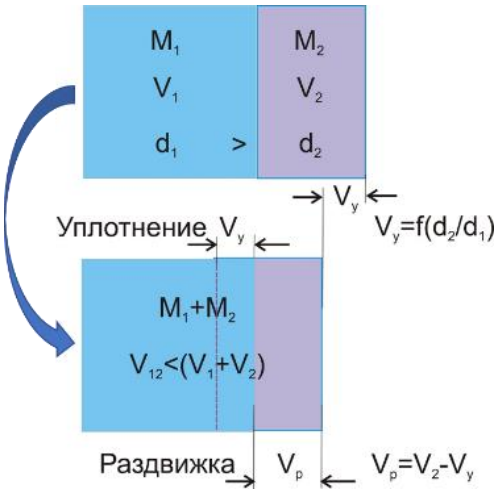


Рисунок 8. Схема объединения крупных (1) и мелких (2) частиц

При добавлении мелких частиц к крупным и их смешивании плотность смеси повышается. Если же содержание мелких заполняющих частиц превысит объем пустот каркасообразующей фракции, то произойдет раздвижка крупных зерен и объем смеси увеличится на величину разности объемов заполняющей компоненты и пустот каркаса основной компоненты.

Минеральные зерна размером крупнее d_2 и мельче d_1 расклинивают минеральный каркас первичной структуры, составленный из крупных зерен.

Коэффициент раздвижки, указывающий во сколько раз увеличится объем каркасобразующей фракции при добавлении расклинивающей фракции, вычисляется по формуле:

$$K_{\text{р}} = \frac{d-d_2}{d_1-d_2}, \qquad (7)$$

где $K_р$ – коэффициент раздвижки изменяющийся от 0 до 1;

d – размер расклинивающей фракции, мм;

d_2 – размер заполняющей фракции, соответствующий размеру межзерновых пустот, мм;

d_1 – размер крупной каркасообразующей фракции, мм.

В патенте [36] величину раздвижки упаковки крупнозернистой фракции мелкими зернами предлагается вычислять по формуле

$$\propto = \left(\frac{d_1+d_2}{d_1}\right)^3, \quad (8)$$

где d_1 – средний размер зерен крупнозернистой фракции;

d_2 - средний размер зерен мелкозернистой фракции.

В зависимости от соотношения d_2/d_1<>0,155 определяется величина степени заполнения и степени уплотнения крупнозернистых фракций мелкозернистыми.

$$Y = 2 - \sqrt[3]{\propto} \quad (9)$$

После преобразования $Y = 1 - d_2/d_1$, поэтому соотношение d_2/d_1 определяет с одной стороны раздвижку крупнозернистых зерен мелкозернистыми, а с другой заполнение пор и повышение плотности смеси.

Простейший экспериментальный способ побора смесей для плотного минерального остова основан на заполнении пор сыпучего крупнозернистого материала минеральным материалом с более мелкими зернами. Экспериментальный подбор смеси осуществляется в следующем порядке. К 100 весовым частям первого материала добавляют последовательно 10, 20, 30 и т.д. весовых частей второго, определяя после их перемешивания и уплотнения среднюю плотность и выбирая уплотненную смесь с минимальным количеством пустот. Если необходимо составить смесь из трех компонентов, то к выбранной плотной смеси из двух компонентов добавляют постепенно увеличивающимися порциями третий материал и также выбирают наиболее плотную смесь. Указанная процедура подбора плотного минерального остова проста, но трудоемка и не учитывает многие факторы, влияющие на уплотняемость смеси.

Другие расчетные и расчетно-экспериментальные методы составления плотных минеральных смесей из сыпучих материалов различной крупности приведены в рекомендациях по проектированию составов цементобетона и плотного асфальтобетона. Принцип последовательного заполнения пустот использовался в методиках проектирования оптимальных составов дорожных асфальтобетонов, изложенных в работах Ю.В. Соколова, В.Р. Ваврика,

Б. Пайна, Р. Бейли и других исследователей [37,35,38]. Содержание минеральных компонентов в смеси рассчитывается теоретически по результатам предварительно установленных значений их максимальной и насыпной плотности. Однако окончательный состав асфальтобетонной смеси, установленный перечисленными выше методами, как правило следует уточнять экспериментально, ориентируясь при этом на результаты уплотнения лабораторных образцов и асфальтобетонных покрытий.

Обобщая опытные данные, полученные при подборе смесей и устройстве из них дорожных покрытий, были предложены различные способы составления непрерывных зерновых составов плотных смесей. В России кривые гранулометрии описывали преимущественно коэффициентами сбега, а за рубежом степенными функциями в виде кривых Фуллера, Графа, Германа, Боломея, Тэлбот-Ричарда, Китт-Пеффа и других [22]. Например, кривая гранулометрии плотной смеси по Фуллеру задается следующим уравнением [39].

$$Y = 100\sqrt{\frac{X}{D}}\,, \tag{10}$$

где Y – содержание минеральных частиц размером мельче X в мм, %;

D – наибольший размер зерен в смеси, мм.

Уточненные гранулометрические кривые смесей максимальной плотности с показателем степени 0,45 были приняты в качестве «базовых» при подборе зерновых составов асфальтобетона в американской системе проектирования «Суперпейв» [40].

$$Y = 100\left(\frac{X}{D}\right)^{0,45}, \tag{11}$$

Показатель степени 0,45 гранулометрической кривой был обоснован результатами специально проведенных лабораторных исследований [41].

В основу отечественных гранулометрических кривых плотных смесей легли исследования В.В. Охотина [42]. Составляя в лаборатории дорожные грунтовые смеси, он установил, что наиболее плотную смесь можно получить при условии, если диаметр частичек, составляющих материал, будет уменьшаться в пропорции 1:16, а весовые их количества – как 1:0,43.

Учитывая склонность к сегрегации смесей, составленных с указанным соотношением крупных и мелких фракций, было предложено добавлять промежуточные фракции. При этом весовое количество фракции с диаметром в 16 раз меньшим, совершенно не изменится, если заполнять пустоты не просто

этими фракциями, а, например, фракциями с диаметром зерен в 4 раза меньшего размера. Если при заполнении фракциями в 16 раз меньшим диаметром их весовое содержание равнялось 0,43, то при заполнении фракциями с диаметром зерен в 4 раз меньшим их должно быть $k = \sqrt{0{,}43} = 0{,}67$. Если ввести еще одну промежуточную фракцию с диаметром, уменьшающимся в 2 раза, то соотношение фракций должно быть $k = \sqrt{0{,}67} = 0{,}81$. Таким образом, весовое количество фракций, которые будут все время уменьшаться на одну и ту же величину, можно выразить математически как ряд геометрической прогрессии [43].

$$Y_1(1 + k + k^2 + \cdots + k^{n-1}) = 100, \qquad (12)$$

где Y_1 – количество первой фракции, %;

k – коэффициент сбега;

n – число фракций в смеси.

Из указанной прогрессии определяем количественное значение первой фракции

$$Y_1 = \frac{100(k-1)}{(k^n-1)}, \qquad (13)$$

Коэффициентом сбега принято называть весовое соотношение частиц, размеры которых относятся как 1:2, т.е. как соотношение ближайших размеров ячеек в стандартном наборе сит. Учитывая производственный опыт, Н.Н. Иванов предложил применять для подбора асфальтобетонных смесей кривые гранулометрического состава с коэффициентом сбега в пределах от 0,65 до 0,90 [44]. При сравнении теоретических кривых гранулометрии плотных смесей, построенных по коэффициенту сбега и степенной функции Фуллера, обнаружена их удовлетворительная сходимость [10].

Хотя теоретически самые плотные смеси рассчитываются при коэффициенте сбега 0,81 и показателе степени Фуллера 0,45 (0,5), на практике более плотными оказываются смеси с прерывистым зерновым составом [45]. Это объясняется тем, что представленные выше выкладки составления плотных смесей непрерывной гранулометрии не учитывают в полной мере раздвижку крупных зерен материала более мелкими частицами.

Подбирать непрерывные кривые гранулометрии плотных смесей по уравнениям кубической параболы предлагал Н.В. Горелышев [46]. Предложенный им способ привел к повышению сдвигоустойчивости и жесткости плотного асфальтобетона, при этом содержание щебня приблизилось к 60-65 % (в смесях типа А), а содержание минерального

порошка уменьшилось примерно в 1,5-2 раза по сравнению со смесью с коэффициентом сбега 0,85.

Апробированные на практике зерновые составы минеральной части асфальтобетонных смесей стандартизованы в большинстве стран мира с учетом области их применения причем в большей части они согласуются между собой. Поэтому принято считать, что наиболее разработанным элементом проектирования состава асфальтобетона является подбор гранулометрического состава минеральной части [47]. Однако в последнее время этот тезис оспаривается. Исследования показывают, что влияние зернового состава на свойства асфальтобетона более весомое, чем было принято считать ранее. Зерновой состав влияет не только на структурные и эксплуатационные свойства, но и во многом определяет технологические свойства смеси.

Относительно технологических свойств асфальтобетонных смесей, то до сих пор это понятие довольно расплывчатое. К технологическим относятся удобоукладываемость, уплотняемость, однородность, удобообрабатываемость и другие свойства, характеризующие смеси на стадии строительства. Под удобообрабатываемой (технологически удобной) подразумевается такая асфальтобетонная смесь, которая хорошо промешана, не расслаивается при перевозке, легко и равномерно выгружается из опрокинутого кузова автомобиля-самосвала, ровным компактным слоем раскладывается асфальтоукладчиком, при уплотнении быстро формируется в монолитное покрытие с необходимыми техническими свойствами [6]. Плохая удобообрабатываемость асфальтобетонной массы усложняет процесс строительства покрытия и может привести к образованию дефектов.

Влияние технологических свойств на структуру асфальтобетона является косвенным, однако они во многом определяют качество и долговечность устраиваемых дорожных покрытий. Технологические свойства принято оценивать в производственных условиях визуально, т.к. известные инструментальные методы не получили практического применения, а новые методы и приборы пока не разработаны.

Судя по производственному опыту технологические свойства существенно зависят от зернового состава минеральной части. Зерновой состав асфальтобетона определяет достигаемую при уплотнении упаковку минеральных зерен, расход битума, пористость минерального остова, сдвигоустойчивость и несущую способность, ровность и шероховатость устраиваемого покрытия. Поэтому проектировщикам и технологам важно заранее знать, как та или иная асфальтобетонная смесь будет уплотняться при устройстве конструктивного слоя, будет ли она склонна к сегрегации, насколько будет пластичная или наоборот хрупкая не только при эксплуатации, но и в процессе устройства покрытия.

На зависимость технологических свойств асфальтобетонной смеси от зернового состава минеральной части обратил внимание инженер дорожного департамента штата Иллинойс (США) Р. Бейли [35,[48]]. Он и его последователи предложили три критерия оптимальности зерновых составов, характеризующих способность различных асфальтобетонных смесей формироваться при укладке и уплотнении.

В методе Р Бейли зерновой состав минеральной части традиционно привязан к номинально максимальному размеру зерен NMPS (англ. Nominal Maximum Particle Size). Граница между щебнем и песком в асфальтобетонной смеси определяется первым контрольным ситом PCS (англ. – Primary Control Sieve). Исходя из размера пор в упаковке щебеночной фракции $NMPS$ размер ячеек сита вычисляемся по приближенной зависимости.

$$PCS = 0{,}22NMPS \tag{14}$$

где PCS - размер первого контрольного сита, отделяющего песок от щебня;
$NMPS$ - номинальный максимальный размер зерен щебня.

Выбор первого контрольного сита из стандартного набора ASTM D 3515 производится в соответствии с табл. 2.

Таблица 2 – Выбор первого контрольного сита в зависимости от номинального максимального размера зерен в смеси

Номинальный максимальный размер зерна (NMPS), мм	0,22 NMPS, мм	Первое контрольное сито (PCS), мм
37,5	8,250	9,5
25,0	5,500	4,75
19,0	4,180	4,75
12,5	2,750	2,36
9,5	2,090	2,36
4,75	1,045	1,18

Песчаная составляющая минеральной части, зерна которой мельче первого контрольного сита, также условно разделяется на две фракции из крупного и мелкого песка. При этом границей служит второе контрольное сито SCS (англ. Secondary Control Sieve), как ближайшее по размеру отверстий к следующей величине.

$$SCS = 0{,}22PCS \tag{15}$$

где SCS - размер отверстий второго контрольного сита, отделяющего мелкий песок от крупного песка.

Предполагается, что прошедшие через второе контрольное сито частицы заполняют пустоты в крупном песке, состоящем из зерен, максимальный размер которых определяется первым контрольным ситом.

По подобию для самой мелкой минеральной части определяется третье контрольное сито TCS (англ. Tertiary Control Sieve), которое отсекает на кривой гранулометрии мелкие частицы включая пылеватые.

$$TCS = 0{,}22SCS \tag{16}$$

В результате на кривой зернового состава выделены три участка, соответствующие макро, мезо и микроструктуре минеральной части, что напоминает известные представления о структуре асфальтобетона в виде комплекса трех взаимосвязанных макро-, мезо- и микроструктур бинарных смесей [[9] 5,[49]45]. Подход Р. Бейли соответствует основам полиструктурной теории композиционных строительных материалов В.И. Соломатова [[50]] и в общем виде отражает масштабное самоподобие фракталов. При этом схема разделения зернового состава минеральной части на каркасобразующую и заполняющую фракцию является вполне понятной и общепризнанной.

Некоторое сомнение вызывает необходимость определения третьего контрольного сита TCS, так как на данном масштабном уровне фрактальные закономерности гранулометрии обычно нарушаются. Дело в том, что мелкие зерна расклинивают каркас грубодисперсного минерального остова в большей степени, что связано с агрегированием, набуханием и присутствием на поверхности высокодисперсных частиц сольватных оболочек жидкости.

Соотношение содержаний щебня и песка, установленное в результате рассева смеси на первом контрольном сите, характеризует тип асфальтобетонной смеси. От величины этого показателя зависит средний размер зерен и пористость минерального остова асфальтобетона. Так при снижении содержания щебня по отношению к песку увеличивается пористость минерального остова ввиду того, что «плавающие» зерна щебня в структуре асфальтобетона заменяются равным по объему множеством частиц песка.

В методе Р Бейли принято различать три типа асфальтобетонной смеси в зависимости от полного остатка минеральных зерен на первом контрольном сите: малощебенистые (примерно соответствующие типу В и частично Б по ГОСТ 9128), щебенистые и щебеночно-мастичные. Экспериментально было показано, что для изменения пористости минерального остова щебеночно-мастичных, щебенистых и малощебенистых асфальтобетонных смесей на 1 % требуется изменить содержание зерен на первом контрольном сите примерно на 2 %, 4 % и 6 % соответственно.

Для оценки технологических свойств асфальтобетонной смеси предложено определять критерии CA, FA_c и FA_f. Критерий CA характеризует щебеночную часть (макроструктуру), образованную крупными зернами

каменного материала с наиболее крупными пустотами. Для оценки критерия CA нужно отделить крупный щебень от мелкого с помощью половинного сита $0{,}5NMPS$, размер отверстий которого наиболее близко соответствует половине номинального максимального размера зерен щебня. Критерий CA вычисляется как отношение содержаний мелкого и крупного щебня по формуле.

$$CA = \frac{0{,}5NMPS\% - PCS\%}{100 - 0{,}5NMS\%}, \quad (17)$$

где $0{,}5NMPS\%$ - содержание в минеральной смеси зерен мельче размера отверстий половинного сита;

$PCS\%$ - содержание зерен мельче размера первого контрольного сита.

По своей сути критерий CA характеризует степень замельчения выделенной фракции щебня. Если при изменении зернового состава смеси величина критерия CA увеличивается, то при этом пористость минерального остова асфальтобетона также растет, поскольку увеличивается доля мелкого щебня, который раздвигает каркас из более крупного щебня. При высоких величинах CA, как правило, смесь плохо уплотняются при укатке катками. На это кстати указывает кстати отечественный опыт, если судить по нормам коэффициента уплотнения асфальтобетонных смесей различных типов.

С другой стороны, когда значение критерия CA слишком мало, то смесь не устойчива к сегрегации при избытке содержания крупного щебня. В методе Р Бейли установлен диапазон значений CA, соответствующий оптимальным технологическим свойствам, к которым имеет смысл стремиться при проектировании зернового состава асфальтобетонной смеси.

Критерий FA_c влияет на каркас и пустоты в песчаной части минерального остова и относится к мезоструктуре асфальтобетона. Численное значение критерия FA_c определяются как отношение полных проходов минерального материала на втором и первом контрольном сите.

$$FA_c = \frac{SCS\%}{PCS\%}, \quad (18)$$

где $SCS\%$ - содержание зерен мельче размера второго контрольного сита;

$PCS\%$ - содержание зерен мельче размера первого контрольного сита.

По мере роста величины критерия FA_c до значения 0,55 пористость минерального остова асфальтобетона снижается. Когда FA_c превысит величину 0,55, то пористость минерального остова начинает расти. В диапазоне значений FA_c 0,50-0,55 асфальтобетон может оказаться чрезмерно хрупким. При уплотнении таких смесей за вальцами катка на поверхности покрытия возможно появление поперечных волосяных трещин. На практике такое можно наблюдать при укатке высокоплотных асфальтобетонных смесей гладковальцовыми катками.

Критерий FA_f характеризует микроструктуру, состоящую из мелкого песка и минерального порошка. Он вычисляется как отношение полных проходов минерального материала через третье и второе контрольное сито:

$$FA_f = \frac{TCS\%}{SCS\%}, \quad (19)$$

где $TCS\%$ - содержание зерен мельче размера отверстий третьего контрольного сита;

$SCS\%$ - содержание зерен мельче размера отверстий второго контрольного сита.

Считается, что технологические свойства асфальтобетонной смеси изменяются в зависимости от критерия микроструктуры FA_f примерно так же, как и от критерия мезоструктуры FA_c. Слишком малые величины критерия FA_f характерны для плохо уплотняемых смесей, а чрезмерно большие значения не желательны по причине чрезмерной жесткости асфальтобетона и образования волосяных трещин при укатке смеси гладковальцовыми катками.

В зависимости от номинального максимального размера зерен авторы рекомендуют для асфальтобетонных смесей различных типов гранулометрии следующие диапазоны критериев, приведенные в табл. 3.

Таблица 3 – Двухсторонние пределы критериев Р Бейли, рекомендуемые для проектирования зерновых составов асфальтобетонных смесей

$NMPS$	37,5 мм	25,0 мм	19,0 мм	12,5 мм		9,5 мм	4,75 мм
	Критерии для щебеночно-мастичных смесей						
CA	-	-	0,35 – 0,50	0,25 – 0,40		0,15 – 0,30	-
FA_c		0,60 – 0,85					
FA_f		0,65 – 0,90					
	Критерии для щебенистых смесей						
CA	0,80–0,95	0,70–0,85	0,60–0,75	0,50–0,65		0,40–0,55	0,30–0,45
FA_c		0,35 – 0,50					
FA_f		0,35 – 0,50					
	Критерии для малощебенистых смесей						
CA		0,6 – 1,0					
FA_c		0,35 – 0,50					
FA_f		0,35 – 0,50					

Следует отметить, что в методе Р Бейли размер отверстий первого контрольного сита PCS связан к номинальному максимальному размеру зерен,

однако не зависит от содержания крупных фракций в смеси. Это вынуждает авторов оценивать щебеночно-мастичные, щебеночные и малощебенистые (песчаные) асфальтобетонные смеси раздельно друг от друга. Но даже при этом главный недостаток рассматриваемого метода полностью не снимается.

Так при проектировании и анализе малощебенистых смесей возможен случай, когда настолько много мелкого щебня в смеси, что необходимо снизить размер первого контрольного сита, т.е. переходить к меньшим размерам ячеек, и делать соответствующий пересчет критериев. В этом случае формальное определение размера первого контрольного сита по номинальному максимальному размеру зерен вступает в противоречие с фактическим минимальным размером зерен каркасобразующей фракции. Противоречие можно избежать, если учесть не только максимальный размер зерен, но и объем крупных фракций первичной структуры полидисперсной смеси. Соответствующие предложения по усовершенствованию метода Р Бейли приведены в статье [51].

Анализ исследований в области структуры минерального остова показывает, что для описания, обработки и моделирования гранулометрического состава дорожных смесей наиболее удобно использовать цифровые модели. С их помощью легко перейти от измерений гранулометрии одним стандартным комплектов сит к любому другому. В результате легко сравнить между собой зерновые составы смесей, установленные с помощью разных комплектов сит, включая сита с круглыми отверстиями [10]. Цифровая информация о гранулометрии, хранящаяся в компьютерных базах данных, открывает широкие возможности для их использования при решении различных технических задач.

Переход на цифровые модели гранулометрии являются перспективным как с теоретической, так и практической точки зрения. Рассмотрим это на примере оценки крупности минеральной части. Общепринято зерновые составы асфальтобетонных смесей классифицировать по номинально максимальному размеру зерен заполнителя. В национальных стандартах, например, в ГОСТ Р 58406.2 тип асфальтобетонной смеси определяется размерами квадратных ячеек сит 31,5; 22,4; 16,0; 11,2; 8,0 и 5,6 мм. Нормирование крупности смеси по максимальному размеру зерен щебня является удобным и оправдано при назначении оптимальной толщины устраиваемых слоев покрытий.

Однако максимальный размер зерен недостаточно полно характеризует крупность асфальтобетонной смеси, зависящую также от количественного соотношения минеральных компонентов. Поэтому плотные асфальтобетонные смеси по «старому» межгосударственному ГОСТ 9128 подразделяются на типы: ВПА, А, Б, В и песчаные в зависимости от содержания щебня. Нижние пределы гранулометрии смесей при постоянном номинально максимальном размере зерен заполнителя 20 (16) мм в соответствии со «старыми»

стандартами приведены на рис. 9. При этом представленные на оси абсцисс размеры круглых и квадратных отверстий сит совмещены исходя из эквивалентности полных проходов минеральных зерен.

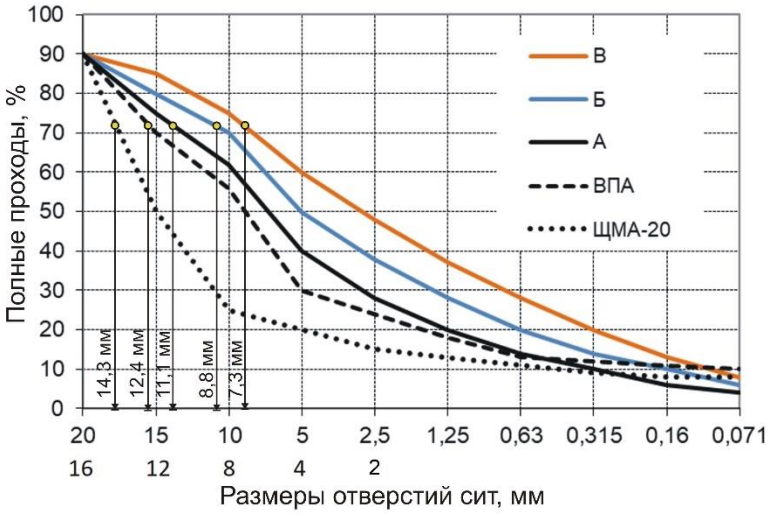


Рисунок 9. Нижние пределы зерновых составов плотных асфальтобетонов различных типов по «старым» стандартам

К сожалению, в «новых» стандартах классификация асфальтобетонных смесей по содержанию щебня не предусмотрена. В какой-то мере этот пробел компенсируется в ГОСТ Р 58401.1, где смеси подразделяются на «мелкозернистые» и «крупнозернистые» в зависимости от прохода минеральных зерен на первичном контрольном сите. Однако применение такой классификации асфальтобетонных смесей в указанном стандарте "Superpave" не определена. Также на этот счет отсутствуют какие-либо рекомендации в правилах проектирования по ГОСТ Р 58401.3. Кроме того, трудно воспринимаются классифицируемые в качестве «крупнозернистых» асфальтобетонные смеси типа SP-11 и, тем более, SP-8, так как по внешнему виду специалисты-дорожники отнесут их скорее всего к мелкозернистым.

На основании цифровой модели гранулометрии легко рассчитать средневзвешенный размер зерен каркасобразующих фракций в качестве обобщенного показателя крупности минеральной части асфальтобетона, зависящий как от содержания щебня в смеси, так и от его максимальной крупности. На рис. 9 для предельных кривых зернового состава плотных смесей с одним и тем же номинально максимальным размером зерен 20 (16) мм соответствующая средняя крупность каркасобразующих фракций показана стрелками. Из рисунка следует, что при изменении содержания щебня от 40 % в смеси типа В до 80 % в ЩМА-20 средневзвешенный размер зерен каркасобразующих фракций увеличивается примерно в 2 раза в пределах от 7,3 мм до 14,3 мм по размерности квадратных отверстий сит. С увеличением

содержания щебня разница между номинально максимальным размером зерен заполнителя и средневзвешенным размером зерен каркаса снижается.

Если же рассматривать зерновые составы асфальтобетонных смесей максимальной плотности, принятые в системе проектирования "Superpave", то средневзвешенный размер зерен каркасобразующих фракций равен 0,4413 от максимального размера зерен заполнителя. Например, для SP-9,5 он составит 4,2 мм, а для SP-19 в 2 раза больше.

Аналогично можно установить взаимозаменяемые по крупности типы щебеночно-мастичных асфальтобетонных смесей, рассматривая требования к гранулометрии в действующих нормативных документах. Гистограмма средних размеров зерен для ЩМА стандартных типов представлена на рис. 10.

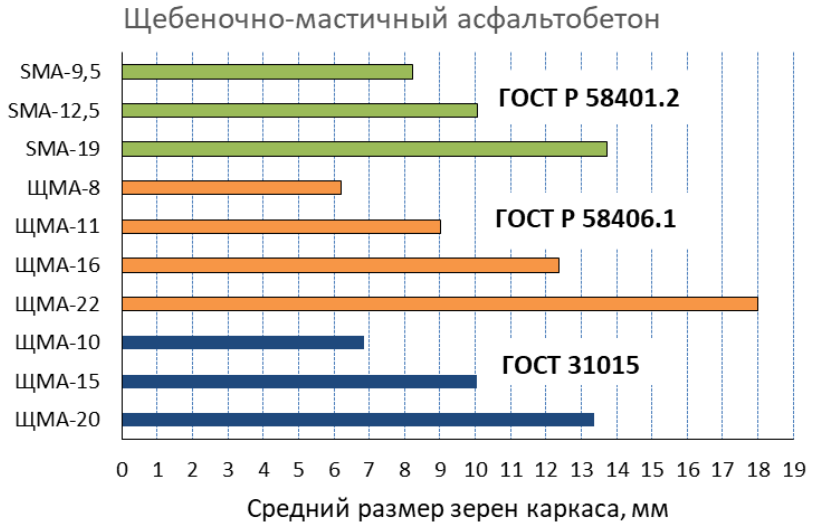


Рисунок 10. Зависимость среднего размера каркасобразующих фракций от типа ЩМА

По критерию крупности регламентируемые типы ЩМА тремя стандартами сопоставимы. Поэтому подобрать ЩМА для слоев покрытий требуемой толщины можно по любому документу. При устройстве верхних слоев дорожных покрытий толщиной от 2-х до 8 см рекомендуется применять щебеночно-мастичные асфальтобетонные смеси с номинально максимальным размером заполнителя от 8 до 22,4 мм.

Классификации асфальтобетонных смесей по содержанию щебня также была обоснована с практической и теоретической точек зрения. От количества щебня, а точнее от соотношения содержаний щебня, песка и минерального порошка, зависят структурные особенности и показатели физико-механических свойств асфальтобетона. Так показатели пористости минерального остова и остаточной пористости асфальтобетона напрямую связаны с соотношением содержаний компонент. В монографии Н.В. Горелышева это видно при рассмотрении плотных асфальтобетонов типа А, Б и В с оптимальным содержанием битума [22] (табл. 4).

Таблица 4

Соотношение компонентов, %		Пористость, %	
щебень 5-20 мм	мин. порошок <0,071 мм	минерального остова	остаточная
65-50	4-10	15-17	2-3,5
50-35	6-12	17-19	2-5
35-20	8-14	19-22	3-7

Содержание щебня влияет на пористость минерального остова. Чем больше щебня, тем меньше объем пустот в минеральной части плотного асфальтобетона.

В системе проектирования асфальтобетонных смесей "Superpave" пористость минерального остова ограничивается нижними пределами, зависящими от номинально максимального размера зерен минерального заполнителя. Например, для уплотненных асфальтобетонных смесей с номинально максимальным размером зерен заполнителя 16 мм пористость минерального остова рекомендуется не менее 12 %.

Установленный в Институте Асфальта (США) минимально допустимый объем пустот минерального заполнителя определяется по следующей корреляционной зависимости.

$$VMA = VA + V_б = 18 + VA - 3Ln(NMPS) \quad (20)$$

где VMA – пористость минерального остова, %;

VA – остаточная пористость, рекомендуется равной 4 %;

$V_б$ – объемное содержание битума;

$NMPS$ - номинально максимальный размер зерен минерального заполнителя, мм.

В обобщенном виде значения пористости минеральной части асфальтобетонов представлены на рис. 11 в зависимости от среднего размера зерен каркасобразующих фракций.

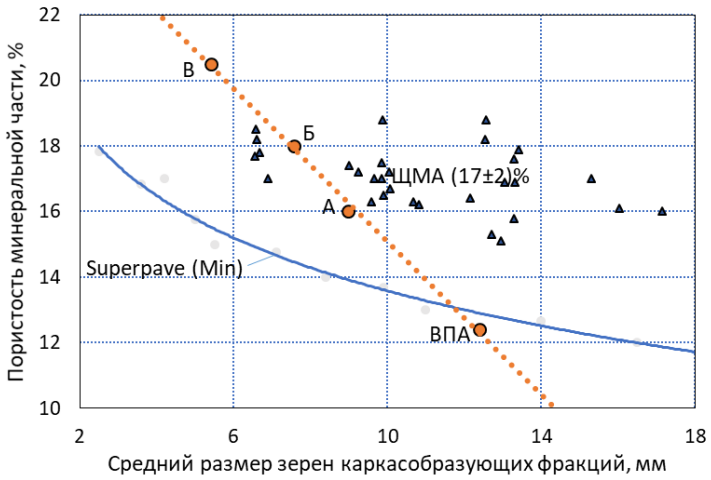


Рисунок 11. Влияние среднего размера зерен каркасобразующих фракций на пористость минеральной части асфальтобетона

Примечательно, что средние значения пористости минерального остова мелкозернистых асфальтобетонов типа А, Б и В расположились на одной и той же пунктирной линии.

$$VMA = 26{,}7 - 1{,}165D_{к1} \qquad (21)$$

где $D_{к1}$ - средний размер зерен каркасобразующих фракций

На этой же прямой оказались результаты испытаний высокоплотного асфальтобетона ВПА, который был подобран на одних и тех же исходных материалах как и тип А. Показатели свойств многощебенистых асфальтобетонов типа А и ВПА по ГОСТ 9128 приведены в таблице 5.

Таблица 5

Наименование показателей	Тип асфальтобетона по ГОСТ 9128	
	ВПА	Тип А
Средняя плотность, г/см^3	2,51	2,48
Содержание битума, % массы сверх 100	4,4	5,5
$V_б$, % объема	10,6	12,9
Остаточная пористость VA, %	1,8	3,0
Пористость минерального остова VMA, %	12,4	15,9
Коэффициент заполнения пор битумом $K_{зпб}$	0,855	0,810

Из таблицы следует, что снижение пористости минерального остова высокоплотного асфальтобетона по сравнению с плотным асфальтобетоном типа А на 3,5% соизмеримо с уменьшением объема битума на 2,3% и остаточной пористости на 1,2%.

По рекомендации «Суперпейв» зависимость минимально допустимой пористости минерального остова от среднего размера зерен каркасобразующей

фракции для зерновых составов максимальной плотности представлена сплошной логарифмической кривой на рис. 11. Пористость минерального остова высокоплотного асфальтобетона по ГОСТ 9128 оказалась за пределами этого ограничения.

Принципы оптимального структурообразования ЩМА относительно поровых характеристик и оптимального содержания битумного вяжущего другие [52]. Присутствие в асфальтовом вяжущем волокон целлюлозы и других стабилизирующих добавок способствует увеличению пористости минерального остова ЩМА как и снижение размера зерен щебня. Поэтому корреляционная связь между пористостью минеральной части и средним размером зерен каркасобразующих фракций для ЩМА слабая. Значения пористости минеральной части в испытанных образцах находятся в пределах от 15 % до 19 % и судя по рис. 11 не связаны с крупностью щебня.

Объемные свойства асфальтобетона, зависящие от зернового состава минеральной части, связаны с плотностью упаковки смеси из крупных и мелких частиц. При анализе упаковки полидисперсных минеральных смесей принято выделять первичную от вторичной структуры, объемы которых обозначены на рис. 2 как Vм1 и Vм2. Первичная структура в асфальтобетоне представлена зернами щебня, а вторичная песком и минеральным порошком. При этом вторичная структура рассматривается как упаковка частиц мельче минимального размера зерен первичной структуры, вложенная в пространство между крупными зернами.

Граница между каркасобразующими и заполняющими фракциями минеральной части асфальтобетона по ГОСТ Р 58401.3-2019 назначается в зависимости от размера первичного контрольного сита, однако, на наш взгляд, правильнее ориентироваться на объем и плотность упаковки каркасобразующих фракций. На основании результатов исследований можно предположить, что наиболее вероятное объемное соотношение Vм1/Vм2, соответствующее наибольшей плотности упаковки смеси, определяется правилом «золотой» пропорции, т.е. примерным отношением 62/38 [51].

По фрактальному признаку можно условно выделить в соответствующем пространственном масштабе измерений объем третичной структуры Vм3. В асфальтобетоне данный объем, как правило, представлен минеральным порошком, входящим в объем асфальтового вяжущего вещества Vав, которое склеивает минеральные зерна вторичной и первичной структуры в монолитный искусственный конгломерат. При малом содержании асфальтовое вяжущее заполняет пустоты, а при большом раздвигает зерна первичной и вторичной структуры. Объем асфальтового вяжущего вещества можно рассчитать исходя из содержания минерального порошка и его концентрации в битумной среде. При этом содержание воздушных пустот в асфальтовом вяжущем не учитывается.

Как показывают результаты испытаний остаточная пористость асфальтобетона и оптимальное содержание битума взаимосвязаны (рис. 3). Причем остаточная пористость при оптимальном содержании битума зависит от содержания минерального порошка. Тенденция такова, что при отсутствии минерального порошка у пористого асфальтобетона оптимальная остаточная пористость может составлять до 6% и более, тогда как при высоком содержании минерального порошка у высокоплотного асфальтобетона она примерно равна 1,8 %, а у литого асфальтобетона приближается к нулю.

Пористость минерального остова проходит через минимум как при увеличении содержания минерального порошка, так и при увеличении содержания щебня. В свою очередь пустотность минеральной смеси зависит от соотношения размеров зерен первичной и вторичной структуры [53]. Остаточную пористость асфальтобетона можно вычислить в зависимости как от объема битума, так и от объема асфальтового вяжущего вещества.

$$\mathrm{VA} = \mathrm{VMA} - \mathrm{V_б} = P_{12}\left(\frac{d_{2ср}}{d_{1ср}}\right)^{0,25} - \mathrm{V_{ав}}\ , \qquad (22)$$

где VA – остаточная пористость, %;

VMA – пористость минерального остова, %;

$\mathrm{V_б}$ – объем битума, %;

P_{12} – средневзвешенная пустотность зерен первичной и вторичной структуры, %;

$d_{1ср}, d_{2ср}$ – средние размеры зерен первичной и вторичной структуры;

$\mathrm{V_{ав}}$ – объем асфальтового вяжущего вещества, %.

Важными факторами, влияющими на структуру минерального остова и асфальтобетона, являются условия и интенсивность уплотнения смеси. Степень уплотнения асфальтобетонной смеси зависит от содержания и вязкости битумного вяжущего. Влияние битума особенно заметно при понижении температуры уплотнения смеси ниже определенного предела. По мере снижения температуры вязкость битума увеличивается, поэтому интенсивность уплотнения необходимо повышать.

Составы грубодисперсных композиционных материалов чаще всего подбирают по принципу минимизации объема межзерновых пустот. С этой целью зернистые заполнители предварительно разделяют на фракции, чтобы затем в результате пробных подборов или расчетным способом определить содержание каждой фракции в наиболее плотной смеси.

Фракционирование минеральных материалов является важнейшим условием управления структурой бетонов в требуемом направлении. При этом следует иметь в виду, что для повышения долговечности асфальтобетона бывает необходимо, как уменьшать, так и увеличивать пористость

минерального остова. В любом случае это проще осуществить при подборе смеси из узких фракций каменного материала.

Следует обратить внимание и на то, что в грубодисперсных структурах асфальтобетона максимальный размер минеральных зерен сопоставим с толщинами конструктивных слоев и размерами испытуемых образцов. По действующим нормам допускается размер зерен щебня всего лишь в два раза меньше толщины конструктивного слоя, что указывает на условность гипотез однородности и изотропности, принятых в расчетах дорожных покрытий и при испытании образцов на прочность.

Для обоснования минимальных размеров лабораторных образцов попытаемся связать зависящие от крупности минеральных зерен эмпирические формулы (6) и (20) между собой. Если приравнять влияние пристеночного эффекта на плотность упаковки ΔK_v в (6) к влиянию NMPS на плотность минерального остова ΔVMA в (20), то получим зависимость размера образца от максимального размера зерен в смеси, представленную на рис. 12.

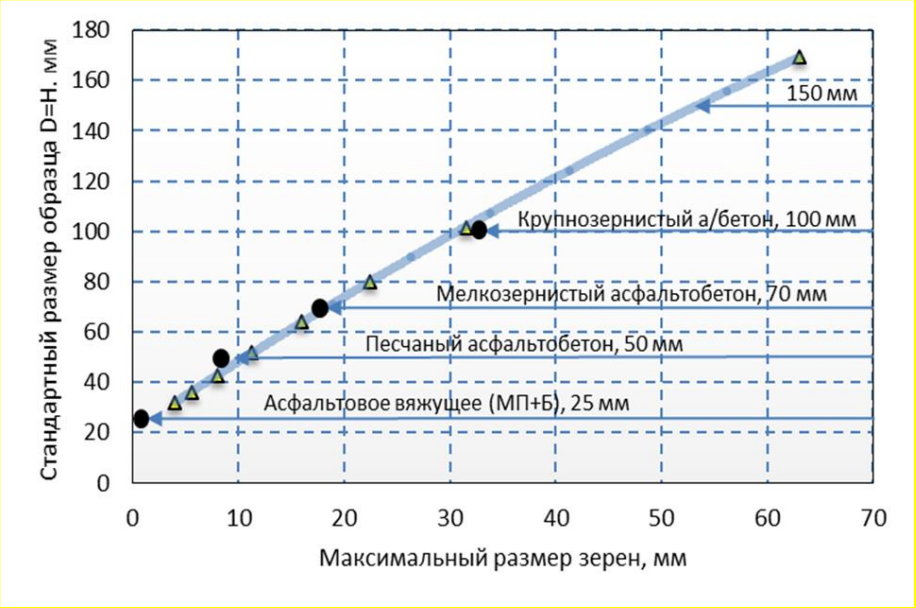


Рисунок 12. Расчетно-эмпирическая зависимость стандартного размера образца асфальтобетона от максимального размера минеральных зерен

Из рисунка следует, что стандартные размеры цилиндрических образцов правильной формы, зависящие от максимального размера зерен минеральной части, практически совпали с гипотетической кривой на рис. 12. Это в очередной раз подтверждает, что плотность упаковки зависит от крупности смеси и может быть увязана не только со стандартными размерами форм для уплотнения асфальтобетона, но и с пористостью минерального остова, а также соотношением объемов крупных и мелких зерен в смеси (22).

До сих пор остается малоизученным вопрос влияния формы зерен на структуру минеральной части асфальтобетона. Как правило форму зерен

характеризуют содержанием зерен пластинчатой (лещадной) и игловатой формы, которое ограничивается в зависимости от содержания щебня в асфальтобетонной смеси. В стандартах также ограничивается содержание дробленых зерен в щебне из гравия и валунов. Зерна щебня с «околотой» поверхностью в форме призмы или многогранника, толщина и ширина которых меньше длины не более чем в 2 раза, принято называть кубовидными. В целях нормирования требований к щебням для асфальтобетонов была предпринята попытка классифицировать форму зерен по степени максимального приближения к правильным геометрическим телам, а также методика оценки содержания в щебне кубовидных форм зерен [54].

Кроме этого качество минерального заполнителя характеризуется текстурой поверхности частиц. У большинства дробленых каменных материалов текстура поверхности грубо-шероховатая, что способствует повышению внутреннего трения и требует дополнительного количества битумного вяжущего в асфальтобетонной смеси. По сравнению с гравием и природным песком дробленые каменные материалы уплотняются труднее и характеризуются большей межзерновой пустотностью, что следует из результатов испытаний по ГОСТ Р 58402.4.

Совместное влияние формы и текстуры поверхности характеризует так называемый индекс минеральных частиц, который можно определить по ASTM D3398 в зависимости от уплотняемости в цилиндрической форме промытого и высушенного заполнителя узкой фракции при различном числе ударов трамбовки. Заполнитель, состоящий из окатанных частиц с гладкой текстурой поверхности, как правило, имеет низкий индекс частиц, равный 6 или 7, а у заполнителя, состоящего из дробленых частиц с грубой текстурой поверхности имеют индекс частиц 15, 20 и больше. Существует корреляционная связь индекса частиц с устойчивостью асфальтобетона по Маршаллу и коэффициентом внутреннего трения.

Таким образом, технологические и эксплуатационные свойства асфальтобетонных смесей существенно зависят от зернового состава, формы и текстуры поверхности минеральных частиц. Поэтому при проектировании состава асфальтобетона очень важно создать оптимальную структуру минерального остова, учитывая при этом качество применяемых материалов, технологию строительства и условия эксплуатации конструктивных слоев дорожных покрытий.

1.2 Обзор представления й структуре битумных вяжущих

Битумное вяжущее в асфальтобетоне составляет чуть более 1/10 объема. Оно склеивает зерна минеральных материалов между собой и заполняет пустоты минерального заполнителя. Битумные вяжущие могут существенно

различаться по составу и физико-механическим свойствам, которые определяют оптимальную область его применения.

Основной объем битумного вяжущего, используемого для приготовления асфальтобетонных смесей, производят из нефти. При переработке нефти в результате ее нагрева вначале выделяют наиболее легкие компоненты – бензин, лигроин, керосин. Затем при температуре 300-400 °С отгоняют машинные, веретенные, трансформаторные и другие смазочные масла. После отделения легких фракций остается густой смолистый остаток – гудрон или нефтяное сырье для производства битума.

В зависимости от технологии производства битумы подразделяют на:

остаточные – при дальнейшем глубоком отборе масел из гудрона;

окисленные – при окислении гудрона в специальных аппаратах в результате нагрева и продувки воздуха;

крекинговые – при переработке остатков, образующихся в результате крекинга нефти;

компаундированные - в результате смешивания тяжелых продуктов нефти.

Общий объем производства битумов составляет примерно 3 % от объема добычи нефти.

Элементный состав битумов колеблется в следующих пределах: углерод (С) от 70 до 80%, водород (Н) от 10 до 15%, сера (S) от 2 до 9%, кислород (О) от 1 до 5%, азот (N) от 0 до 2%. Эти элементы присутствуют в битуме в виде углеводородов (более 90 %) и соединений с серой, кислородом и азотом. Химический состав битумов сложен и многообразен. Входящие в битум высокомолекулярные соединения нефти организуют сложную дисперсную систему, определяющую свойства вяжущего.

По молекулярной массе и характеру растворимости в селективных растворителях компоненты битума разделяют на группы углеводородов (масел), смол и асфальтенов. По мере увеличения молекулярной массы и снижения растворимости в органических растворителях различают следующие фракции битума по Ричардсону: петролены, мальтены, асфальтены, карбены и карбоиды. При этом групповой химический состав классифицируется по следующим признакам [55].

петролены – масла, улетучивающиеся при нагревании до температуры 180 °С в течение 7 час;

мальтены – смолистые вещества растворимые в бензине, которые не отгоняются при нагревании до 180 °С;

асфальтены – твердые неплавкие вещества, не растворимые в бензине, но растворимые в сероуглероде и четыреххлористом углероде;

карбены – твердые вещества подобные асфальтенам, растворимые в сероуглероде, хлороформе, но не растворимые в четыреххлористом углероде и бензоле;

карбоиды – вещества нерастворимые ни в каких растворителях.

В состав смолистых и асфальтовых веществ входят кислоты и их ангидриды. Асфальтогеновые кислоты принадлежат к группе полинафтеновых кислот. Их консистенция при комнатной температуре бывает твердой или высоковязкой. Являясь поверхностно-активными веществами, данные компоненты обеспечивают прочность сцепления битума с поверхностью каменных и других материалов.

Чтобы выделить асфальтогеновые кислоты битум разделяют методом Маркуссона на 4 группы компонент:

петролены и частично мальтены (масла), легко извлекаемые петролейным эфиром после адсорбции на силикагеле;

нейтральные смолы (мальтены и частично асфальтены), полутвердые вещества, растворимые в бензине;

асфальтены (асфальтены и карбены) – твердые вещества, не растворимые в бензоле;

асфальтогеновые кислоты и их ангидриды – вещества, не растворимые в бензоле и легко растворимые в спирте.

По ASTM D 4124 [56] предусмотрено выделять 4 фракции: асфальтены, смолы, ароматические и парафинонафтеновые (предельные) углеводороды. Однако известны и другие способы разделения битумов на более дифференцированные составные части, с использованием селективного действия специально составленных растворителей и адсорбционной жидкостной хроматографии. Так фракции масел можно разделить на парафинонафтеновые, моноциклоараматические, бициклоароматические и полициклоароматические углеводороды, а смолы в свою очередь на петролейнобензольные и спиртобензольные [57].

Масляные фракции битумов состоят из углеводородов с молекулярной массой в пределах 100-500. По консистенции масла являются жидкими веществами с плотностью от 0,90 до 0,98 г/см^3. Они оказывают пластифицирующее действие и снижают хрупкость битумного вяжущего.

К нефтяным смолам относят высокомолекулярные гетероатомные компоненты нефти со средней молекулярной массой 400-1500. Смолы в битумах представлены твердыми или высоковязкими аморфными веществами черного или бурого цвета с плотностью около 1 г/см^3. Элементный состав смол в % по массе находится в следующих пределах: C от 78 до 88, H от 8 до 10, S от 1 до 10, O от 1до 8, N до 2; в микроскопических количествах могут присутствовать в битуме различные металлы, входящие в составы металлокомплексных соединений. Нефтяные смолы в основном состоят из соединений, содержащих конденсированные ароматические, нафтеновые и гетероциклический фрагменты [58]. Смолы повышают когезию битума и придают им эластичность.

Асфальтены относятся к наиболее высокомолекулярным соединениям нефти, в которых присутствуют кислород, сера, азотсодержащие соединения и металлические комплексы – порфирины. Средняя молекулярная масса асфальтенов находится в пределах от 900 до 6000. Плотность от 1,01 до 1,24 г/см^3. Элементный состав в % по массе включает: C от 80 до 89, H от 7 до 8,5, S от 1 до 8,5, O от 3 до 5, N от 1 до 3. Асфальтены неоднородны по массе, структуре и элементному составу молекул [59]. С увеличением содержания асфальтенов вязкость и теплостойкость битумного вяжущего возрастают. Молекулы асфальтенов склонны к агрегации, которая зависит от их природы и химического состава растворителя [60].

По современным представлениям о структуре нефтепродуктов отдельные молекулы асфальтенов наблюдаются только при низких концентрациях – ниже 100 мг/л (т.е. при массовой доле менее 10^{-4}). По мере роста их концентрации асфальтены ассоцииируют, образуя сначала пары, а затем агрегаты из большего количества молекул. Когда их концентрация достигнет примерно 100 мг/л (массовая доля около 10^{-4}), молекулы объединяются в сферические наноагрегаты из 8-10 молекул. При еще более высоких концентрациях – свыше 5000 мг/л (массовая доля более $5 \cdot 10^{-3}$) – из наноагрегатов образуются кластеры без перекрывания наноагрегатов, но с возможным взаимодействием алкановых цепей соседних кластеров. Эти кластеры могут оставаться в виде устойчивой коллоидной суспензии до тех пор, пока массовая доля не вырастет до 10^{-2}. Устойчивость может сохраняться вплоть до еще более высоких концентраций асфальтенов, когда кластеры формируют вязкоупругую сетку. Однако при высоких концентрациях асфальтены флоккулируют в толуоле [61].

Карбены и карбоиды содержатся в битумах в незначительных количествах. Однако битумы, содержащие в своем составе данные вещества, быстрее подвергаются процессу карбонизации с образованием свободного углерода. Поэтому требования максимальной растворимости битума в сероуглероде оправданы, так как направлены на повышение устойчивости органических вяжущих к старению.

В начале прошлого века Неллештейн предложил рассматривать битумы как коллоидную систему, наблюдая образование конуса Тиндаля и броуновское движение суспендированных частиц в бензольных растворах [62]. Модель битума по Неллештейну представлена в виде мицелл, диспергированных в масляной среде. Ядром мицеллы может быть частица углерода, окруженная адсорбированными асфальтенами, причем каждый последующий адсорбированный слой состоит из компонентов с меньшей молекулярной массой и более высоким соотношением атомов водорода к углероду. Широкое распространение получили представления, рассматривающие структуру битумов в виде коллоидной системы мицеллярного строения [7,63]. Роль основных структурообразующих

элементов в битуме принадлежит асфальтенам, которые стабилизируясь адсорбированными слоями поверхностно-активных веществ и смол образуют мицеллы. В зависимости от концентрации и лиофильности асфальтенов битумные мицеллы могут взаимодействовать друг с другом через тонкие прослойки дисперсионной среды (масла), образуя коагуляционную структуру или же находиться в стабилизированном состоянии в виде раствора. Вследствие этого битумное вяжущее приобретает свойства геля, золя или промежуточные свойства коллоидной структуры промежуточного типа золь-гель.

Пфейфер и Дормаль, рассматривая битум как коллоидную систему, установили влияние степени пептизации асфальтенов на структуру битума. Пептизация асфальтенов или распад асфальтеновых комплексов под влиянием теплового (броуновского) движения и вследствие сильного понижения поверхностной энергии адсорбционным воздействием окружающей поверхностно-активной среды зависит от содержания ароматических углеродов в дисперсионной среде. В битумах, богатых указанными компонентами, асфальтены пептизированы в такой степени, что образованные ими мицеллы не будут препятствовать взаимному перемещению. Поэтому высокоароматичные битумы, как правило, проявляют свойства истинной вязкой (ньютоновской) жидкости. В случае меньшего содержания ароматических соединений асфальтены наоборот, не могут быть полностью пептизированы, вследствие чего они находятся в хлопьевидном состоянии и не способны свободно двигаться относительно друг друга. Такой же эффект наблюдается при увеличении содержания асфальтенов и других частиц дисперсной фазы. В этом случае битум проявляет свойства неньютоновской жидкости, обнаруживая нелинейную зависимость вязкости от градиента скорости сдвига и предел текучести по Бингаму.

Коллоидная природа битумов представляется в [64] следующим образом: компоненты с выраженными ароматическими свойствами и наибольшей молекулярной массой наиболее тесно примыкают к ядру коллоидной мицеллы. Вокруг ядра располагаются последовательные слои компонентов, характеризующихся меньшей ароматичностью и молекулярной массой, переходящие в интермицеллярную жидкость. При этом предполагается, что между отдельными слоями и между мицеллой и интермицеллярной жидкостью нет четких границ раздела.

От коллоидной структуры зависят показатели свойств, характеризующие восприимчивость битумов к температуре. Битумы с пептизированными асфальтенами относятся к ньютоновскому типу с высокой чувствительностью механических свойств к температуре. Битумы неньютоновского типа, обладающие структурой золь-гель и гель, менее чувствительны к изменениям температуры.

А.С. Колбановская, рассматривая битумы как пространственные дисперсные системы, разделила их на следующие три типа. К первому типу отнесена структура, представляющая собой коагуляционную сетку-каркас из асфальтенов, находящихся в слабо структурированной смолами среде, которая состоит из смеси парафинонафтеновых и ароматических углеводородов. Структура второго типа является предельно стабилизированной разбавленной суспензией асфальтенов в сильно структурированной смолами дисперсионной среде. Битумы третьего структурного типа представляют собой систему, в которой отдельные агрегаты или иные вторичные структурные образования асфальтенов находятся в дисперсионной среде, структурированной смолами в значительно большей степени, чем среда первого типа, но в меньшей степени, чем среда битумов второго структурного типа [57].

Представления А.С. Колбановской о дисперсной структуре нефтяных дорожных битумов получили дальнейшее развитие в работах лаборатории органических вяжущих Союздорнии под руководством Л.М. Гохмана. Было предложено рассматривать фактический объем дисперсной фазы в битуме в зависимости от природы компонентов, входящих в систему. При этом в качестве зародышей частиц дисперсной фазы приняты не только асфальтены, но и спиртобензольные смолы, а в качестве дисперсионной среды – масла и петролейнобензольные смолы [65,66]. Отношение объема дисперсной фазы к объему зародышей представлено коэффициентом объемности, который зависит от природы зародыша, его площади поверхности и лиофильности по отношению к дисперсионной среде. Принятые теоретические предпосылки были распространены на все органические вяжущие материалы, включая полимерно-битумные вяжущие (ПБВ) по ГОСТ Р 52056-2003.

З.И. Сюняев, развивая коллоидноые представления о нефтяных дисперсных системах, рассматривал дисперсную фазу битумов как сложные структурные единицы (ССЕ) преимущественно сферической формы, состоящие из асфальтеновых ядер – ассоциатов, окруженных адсорбционно-сольватными оболочками определенной толщины [67]. При соответствующих условиях те или иные составляющие нефтепродуктов могут служить ядром ССЕ, изменяющим структуру окружающего пространства, создавая тем самым сольватную оболочку. Толщина сольватной оболочки может изменяться в широких пределах в зависимости от внешних факторов и растворяющей способности среды, приводящих к перераспределению углеводородов между фазами.

В зависимости от размера асфальтеновых сложных структурных единиц битумы могут быть отнесены к высокодисперсным коллоидным системам [68]. Исследования коллоидной структуры методом малоуглового рассеяния рентгеновских лучей позволили установить размеры коллоидных частиц и связать их со структурным типом битума. В результате к грубодисперсному «гелеобразному» битуму относится структура, в которой преобладают

крупные коллоидные частицы размером более 440 Å (68-70%), а мелких частиц с размером до 16 Å всего 30-32%. Дисперсная структура типа «золь», свойственная остаточным битумам, характеризуется преобладающим содержанием мелких коллоидных частиц с размерами до 10 Å (85-86%) и незначительным содержанием крупных коллоидных частиц с размерами 405-415 Å до 13% [69,70].

Свойства битумов зависят не только от состава и структуры, но и от характера взаимодействия дисперсных частиц между собой, а также от температуры и интенсивности внешних воздействий. Поэтому при описании модели строения битума и битумных композиций принято учитывать природу и строение дисперсных частиц [71]. В битумах дисперсные частицы окружены адсорбционно-сольватными оболочками, которые изменяются под влиянием внешних воздействий. Небольшое изменение температуры может привести к изменению как размеров ССЕ, так и их количества в единице объема. Поэтому принято считать, что ССЕ, ядра которых образованы асфальтенами и спиртобензольными смолами, способны обратимо переходить от молекулярного к дисперсному состоянию под воздействием внешних факторов, а ССЕ, ядра которых образованы минеральными частицами, карбенами и карбоидами, не способны разрушаться до молекулярного состояния.

Структуру битумов характеризуют также показателем дисперсности, который вычисляется исходя их группового химического состава и степени ароматичности углеводородов. Коэффициент дисперсности по Тракслеру равен отношению содержаний смол и ароматических углеводородов к асфальтенам и парафинонафтеновым углеводородам [7]. Показатель дисперсности коррелирует с индексом пенетрации и степенью аномалии вязкости битума. Однако в работе [72] отмечается, что показатели дисперсности не могут в полной мере установить связь химического состава и структуры битума и только с развитием тонких методов физического и химического анализов этот сложный материал поддается более глубокому изучению.

В работах Ф.Г. Унгера установлена парамагнитная природа строения молекул смол и асфальтенов, что способствовало развитию модели ССЕ и представлений о процессах структурирования нефтяных дисперсных систем [73,74]. Сложную структурную единицу принято рассматривать на молекулярном уровне как состоящую из произвольного числа слоев, сосредоточенных вокруг ядра. Каждый слой содержит определенный класс молекул. Взаимное расположение молекул определяется потенциалом парного взаимодействия, кинетической энергией движения молекул и их формой. Ядро ССЕ образуют молекулы с наибольшим потенциалом парного взаимодействия. С удалением от ядра потенциал парного взаимодействия молекул в слоях уменьшается. Дисперсионную среду составляют молекулы с потенциалом парного взаимодействия меньшим средней кинетической энергии движения

молекул системы. Согласно развиваемым представлениям структура битумов имеет центрально-сферическое строение, силовые центры представлены в образе парамагнитной молекулы (или нескольких парамагнитных молекул). Силовые свойства из центра компенсируются слоями спин поляризованных молекул, обладающих свойствами притягиваться к свободным радикалам центра. Образованные таким образом коллоидные частицы равномерно размещены в дисперсионной среде молекул с σ-связями. Считается, что соотношение указанных групп молекул определяет величину и прочность коллоидных частиц и всей дисперсной системы в целом.

Согласно [75], наиболее уязвимым местом в физико-химической механике нефтяных дисперсных систем являлось то, что в ее рамках нет обоснованного ответа на вопрос, какова природа сил, ответственных за образование надмолекулярных структур в крайне разнородных по химическому составу нефтепродуктах. Попытки найти причины агрегирования так или иначе связывались со структурами, объединенными под названием асфальтены. Выяснилось, что они играют основную роль в процессах структурной трансформации нефтяных систем. В свою очередь асфальтены и парамагнетизм в нефтяных дисперсных системах могут быть связаны с системами ароматических колец, содержащих нечетное число атомов углерода, которые могут существовать как полная структурная единица только в состоянии свободного радикала. Энергия взаимодействия двух парамагнитных молекул оценивается в 400-4000 кДж/моль, что сравнимо с энергией ковалентной связи, поэтому именно свободные парамагнитные радикалы будут образовывать ядро ССЕ, ассоциируя вокруг себя сольватные слои, состоящие, в основном, из диамагнитных соединений нафтеноароматического строения. Такое ассоциирование осуществляется за счет резонансного взаимодействия свободных радикалов с диамагнитными молекулами и мультиполь-мультипольного взаимодействия диамагнитных молекул между собой.

Также иИзвестен подход, когда строение битума рассматривалось в виде растворов асфальтенов в мальтенах. При этом отмечается, что при температуре выше 120 °С асфальтены молекулярно диспергированы в мальтенах, а при более низких температурах образуют ассоциированные комплексы [7,76]. При этом мальтеновая часть битумов состоит из масел и смол. Вид углеводородов, составляющих мальтены и асфальтены, определяют физико-механические свойства битумов. По теории растворов высокомолекулярных соединений битумы могут находиться в различных термодинамических состояниях в зависимости от температуры и давления. С понижением температуры структура битума последовательно проходит все стадии: от истинных растворов (при высоких технологических температурах) к коллоидным растворам надмолекулярных структур (ассоциатов) асфальтенов и смол. При температуре ниже температуры размягчения происходит развитие процессов

ассоциации структурных единиц, формирование структур переходного типа, возникновение структур с высокой степенью надмолекулярных образований (ассоциатов). В этих условиях формируется структура пластичного аморфного тела. При температуре ниже температуры хрупкости битум представляет собой твердое тело, в котором наряду с аморфными веществами в стеклообразной метастабильной форме могут присутствовать кристаллические вещества, а также некоторое количество веществ (масел и низкоплавких смол), не потерявших пластичность. Указанные процессы термодинамических изменений структурных состояний материалов обратимы, причем для каждого битума происходят в определенных температурных пределах, связанных с его интервалом пластичности [59].

Влияние температуры и других внешних факторов на структуру дорожных битумов представляет большой интерес. Изменения свойств и внутреннего состояния битумных систем в результате внешних воздействий целенаправленно исследовали в БашНИИНП [77]. Была предпринята попытка объяснить изменения свойств битумов фазовыми превращениями на основе законов термодинамики. Отмечено, что как дисперсионная среда, так и дисперсная фаза битумов могут быть нестабильными и термодинамически неравновесными, или наоборот – находиться в равновесном состоянии на определенном потенциальном уровне. Степень отклонения их от равновесия определяется величиной и скоростью переохлаждения битумных расплавов, а также соотношением входящих в состав битумов структурных компонентов.

Химический состав и структура тяжелых нефтяных остатков из-за сложности изучают с помощью стохастических методов расчета и анализа процессов структурообразования при компьютерном (имитационном) моделировании, которые позволяют получить сведения о структуре и динамике ассоциатов. Известен скэйлинговый подход, согласно которому нефтяные дисперсные системы (НДС) представляют собой фрактальные системы. Так в работе [78] предпринята попытка обосновать фрактальную модель зародышеобразования ассоциатов в НДС. При этом указывается на снижение плотности вещества в направлении от центра ассоциата к периферии по степенной зависимости. Пространственная размерность фрактальных структур предположительно изменяется от 3 в центре к 2 на периферии.

Модель ССЕ с точки зрения фрактальной теории является предельным случаем, когда фрактальная размерность приближается к топологической или совпадает с ней по величине. При малом размере фрактального кластера понятие поверхности раздела фаз теряет смысл. Указывается на следующие основные преимущества модели фрактального структурообразования дисперсных систем:

- способность фрактальных структур захватывать большое пространство при использовании малого количества вещества;

- высокая седиментационная устойчивость частиц фрактальной природы;

- при фрактальном строении зародыша новой фазы в углеводородной среде не существует энергетического барьера для его образования.

Рассмотренные выше представления относятся к структуре объемного битума, находящегося в неструктурированном состоянии. Однако битумное вяжущее в асфальтобетоне распределено в виде пленок, подверженных структурирующему воздействию поверхности минеральных зерен. Механизмы структурообразования пленочного битума представляют особый интерес при изучении структуры асфальтобетона, так как определяют качество и долговечность асфальтобетонных покрытий.

1.3. Взаимодействие битума с минеральными материалами

Формирование структуры битумной пленки на поверхности минеральных зерен изучают различными методами. В 50-х годах прошлого столетия были обнаружены с помощью хроматографического и люминесцентного анализов адсорбционно-сольватные слои битума при взаимодействии его с поверхностью минеральных частиц [79]. Кроме того, обнаружен эффект избирательной диффузии жидких углеводородов в поры минерального порошка из основных и кислых горных пород. Установлено, что на границе с поверхностью минеральных зерен битумная пленка перенасыщена высокомолекулярными соединениями, причем концентрация асфальтенов и смол в граничных слоях битума оказалась выше на известняковом порошке, чем на кварцевом. Известняковые порошки образуют более развитые слои адсорбированного битума, а кварцевые - менее развитые.

Известно и альтернативное мнение, что природа поверхности каменного материала не оказывает заметного влияния на структурирование пленок битума в бинарных системах «минеральный порошок + битум» [30]. В качестве доказательства приведены результаты исследований вязкости и комплексного модуля сдвига бинарных смесей, согласно которым армирующий эффект в мастиках не зависит от того, кислый или основной минеральный порошок принят в качестве наполнителя битума [80,81].

Исследования влияния природы подложки и толщины прослоек битумного вяжущего на прочностные свойства битума и асфальтобетона показали, что свойства пленочного битума, находящегося в структурированном состоянии, существенно отличаются от свойств объемного битума [82,83,84]. В структурированном состоянии молекулы битума приобретают более устойчивое положение по сравнению с объемным состоянием. Размещаясь в сфере действия поверхностных сил, полярные молекулы анизотропно ориентируются по отношению к поверхности склеиваемых минеральных зерен. Влияние природы поверхности и размера

зерен минерального материала на структуру и свойства пленочного битума можно объяснить эффектом дальнодействия в пределах радиуса действия поверхностных сил [85]. Под воздействием поверхностных сил битум претерпевает структурные изменения. Высокомолекулярные соединения образуют цепочки (кластеры), перпендикулярные к поверхности минеральных зерен в результате «эстафетного действия». Эти цепочки напоминают собой ориентированные структуры типа «жидких кристаллов». Приповерхностные слои или контактные зоны в битумоминеральном материале отделяют вяжущее от поверхности каменного материала. В результате образуется специфическая микроскопическая дисперсная структура.

В тонких контактных слоях состав и структура вяжущего претерпевают существенные изменения. Сила сцепления этих слоев зависит от толщины, адгезии и пограничных дефектов структуры подложки, влияющих на прочность композитных материалов. Считается, что изменение свойств в зависимости от толщины приповерхностного слоя является не скачкообразным, а довольно плавным.

Б.В. Дерягин с сотрудниками экспериментальным методом сдувания пленок жидкости показали, что вязкость слоев меняется по мере удаления от твердой поверхности, причем по-разному в зависимости от природы жидкости. Измерения позволили обнаружить скачкообразное изменение вязкости жидкости в граничных слоях на границе перехода от структурированного к объемному состоянию [86]. Однако у жидкости, имеющей цепочкообразные молекулы, может и не быть скачкообразной вязкости, а образуется промежуточная область или же вязкость изменяется постепенно.

В ориентированном слое битума можно условно выделить три зоны с характерными физико-механическими свойствами: твердообразную, структурированную и диффузную [87]. Твердообразная зона представлена адсорбционным слоем на границе с поверхностью минерального материала. Минеральные зерна, покрытые твердообразной пленкой, между собой не слипаются из-за отсутствия клеящей способности. Толщина твердообразной зоны на минеральных зернах не превышает доли микрон. Структурированная зона состоит из высокомолекулярных компонентов битума, ориентированных в направлении минеральной подложки. За структурированной зоной расположена диффузная зона, отделяющая ориентированный слой от объемного битума. Толщина ориентированного слоя зависит от размера и природы минеральных зерен, содержания в битуме асфальтенов и ПАВ, температуры, а также интенсивности механических воздействий. При повышении температуры толщина структурированной зоны уменьшается до минимального значения, как и в случае разрушения структуры под воздействием механической нагрузки из-за тиксотропии.

Их практики приготовления асфальтобетонных смесей с низким содержанием битума известно, что обволакивание крупных зерен щебня

вяжущим в процессе перемешивания смеси происходит в последнюю очередь. Чем мельче размер минеральных частиц, тем в большей степени притягивается к ним битум. По расчетам И.В. Королева в пленках вяжущего на частицах минерального порошка ориентированный слой битума достигает 100 %, а на зернах щебня не превышает 5 % [16].

Толщину пленки битума в асфальтобетоне вычисляют как величину, обратно пропорциональную площади поверхности зерен минерального материала. Однако следует иметь в виду, что площадь шероховатой поверхности минеральных зерен характеризуется дробной размерностью. Соответственно и толщина прослоек битума в асфальтобетоне является по существу фрактальной величиной. Отсюда можно предположить, что адгезионные, когезионные и реологические свойства зависят от фрактальной структурой применяемых материалов, что в конечном итоге проявляется в степенных зависимостях деформативно-прочностных свойств асфальтобетона.

1.4. Асфальтовое вяжущее вещество

Под асфальтовым вяжущим веществом подразумевается смесь битума и минерального порошка. Соотношение содержаний битума и минерального порошка (Б/МП) или обратная величина (МП/Б) характеризуют степень структурирования вяжущего. По терминологии ГОСТ Р 58401.1 этот показатель представлен как отношение пыль/вяжущее. В количественном выражении за пыль или минеральный порошок условно принято считать содержание в минеральной части асфальтобетонной смеси частиц мельче 0,075, 0,071 или 0,063 мм в зависимости от принятого для рассева стандартного набора сит. Минеральные частицы мельче указанных размеров оказывают основное структурирующее влияние на битумное вяжущее вследствие более развитой поверхности на границе фаз.

Основы теории структурообразования асфальтового вяжущего вещества были заложены в начале прошлого века П.В. Сахаровым и Н.Н. Короткевичем. Большой вклад в развитие теории структурообразования бинарных систем внес И.А. Рыбьев [5]. Установлено, что при смешивании битума с минеральным порошком образуется вторичная коагуляционная структура в результате перехода свободного битума в сольватированное и иммобилизационное состояние. При этом вязкость и прочность бинарной системы увеличивается, тогда как основные реологические закономерности вяжущего при переходе в структурированное состояние сохраняются.

Исследуя закономерности изменения механических свойств асфальтовых материалов с различным содержанием дисперсной фазы

И.А. Рыбьев показал влияние толщины прослоек дисперсионной среды на прочность битумных коагуляционных структур. В качестве характеристики толщины прослоек дисперсионной среды рассматривается фазовое соотношение среда/фаза, при увеличении которого показатели когезионной прочности асфальтового вяжущего снижаются. И наоборот, при увеличении концентрации дисперсной фазы и более тонких прослойках жидкой дисперсионной среды когезионная прочность и вязкость битума ускоренно возрастают. В качестве дисперсной фазы в асфальтовом вяжущем присутствует не только минеральный порошок, но и асфальтены, содержащиеся в битуме.

Особое внимание И.А. Рыбьев обращал на качество дисперсионной среды, в частности на концентрацию в ней высокомолекулярных углеводородов ароматического и нафтеноароматического ряда, от которой зависит пептизация асфальтеновых комплексов и степень дисперсности твердой фазы (асфальтенов). Чем выше концентрация ароматических углеводородов в среде, тем выше дисперсность асфальтенов и, следовательно, вязкость битума [6].

И.А. Рыбьев оценивал толщину пленок битума количественным соотношением минерального порошки и битума, экспериментально показав влияние этого соотношения на прочность битумоминеральных систем (рис. 13).

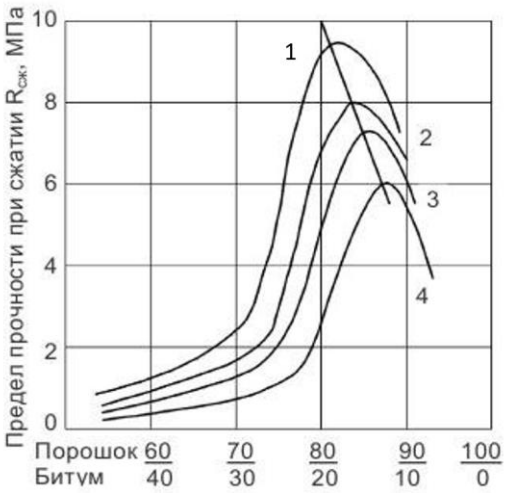


Рисунок 13. Влияние минерального наполнителя на прочность асфальтового вяжущего: 1 – битум БНД 40/60; 2 – БНД 90/130; 3 – БНД 130/200; 4 – БНД 200/300

С увеличением содержания порошка до определенного предела прочность асфальтового вяжущего вещества при температуре 20°С растет по нелинейной зависимости, а после достижения максимума начинает снижаться из-за нарушения сплошности битумных пленок на частицах минерального

материала. Как и в асфальтобетоне максимальное значение прочности асфальтового вяжущего соответствует вполне определенному объему воздушных пор при заданной степени уплотнения образцов.

Н.В. Медведев повторил эксперимент И.А. Рыбьева, испытав цилиндрические образцы уплотненных бинарных смесей с различным содержанием битума [88]. Результаты испытаний образцов бинарных смесей на основе битумов двух марок по глубине проникания приведены в табл. 6.

Таблица 6 – Определение оптимального содержания битума в бинарной смеси

№	Битум, % по массе	Физико-механические свойства образцов						
		Р,г/см^3	W, %	H, %	VMA, %	VA, %	R_{20},МПа	r_{20},МПа
На основе битума БНД 60/90								
1	11,1	2,16	4,5	1,1	27,99	5,68	6,04	3,86
2	12,5	2,185	1	0,3	28,07	3,54	7,71	6,76
3	14,3	2,175	0,2	0,15	29,52	1,58	6,71	5,75
4	16,6	2,135	0,1	0,15	32,22	1,15	4,02	3,77
5	20	2,08	0,1	0,05	35,96	0,72	1,98	2,34
На основе битума БНД 90/130								
1	11,1	2,135	8,56	2,74	28,82	6,77	3,17	1,74
2	12,5	2,175	1,1	0,2	28,41	3,76	6,64	4,83
3	14,3	2,16	0,17	0	30,03	2,26	6,15	4,33
4	16,6	2,14	0,15	0	32,03	0,92	4,54	3,52
5	20	2,06	0,11	0,26	36,29	1,43	1,57	1,87
6	33,3	1,73	0,5	0,1	52,2	8,7		0,5

Данные таблицы подтверждают выводы И.А. Рыбьева как в отношении показателей прочности при сжатии R_{20}, так и значений прочности на растяжение при расколе r_{20}. Пики прочности бинарных смесей приходятся на объемное содержание битума примерно 25 %, когда объем пустот в образцах составляет около 3,7 %. При дальнейшем снижении содержания битума показатели прочности резко падают, как и плотность образцов бинарной смеси. При этом обнаружено набухание образцов, зависящее от глубины проникания битума.

Соотношению содержаний минерального порошка и битума отводится важная роль в теории асфальтобетона. Причем в литературных источниках концентрация минерального порошка в асфальтовом вяжущем оценивается как по массе, так и по объему. Объемная концентрация минерального порошка при истинной плотности 2,71 г/см^3 связана с весовым соотношением минерального порошка и битума следующей корреляционной зависимостью.

$$C_{\text{МП}} = 0{,}26 + 0{,}241 Ln\left(\frac{\text{МП}}{\text{Б}}\right) \quad (23)$$

Примерные значения объемной концентрации асфальтового вяжущего и соответствующие расчетные толщины битумной пленки в горячих асфальтобетонных смесях различных видов приведены в табл. 7.

Таблица 7

Виды асфальтобетонных смесей	$C_{МП}$=Vмп/Vав	Н, мкм
Щебеночно-мастичные и дренирующие	0,3 – 0,35	12-13
Плотные и пористые	0,4 – 0,45	10-11
Литые и вибролитые	0,5 – 0,55	9-10
Высокоплотные	до 0,65	8-9

Объемная концентрация асфальтового вяжущего и расчетная толщина битумной пленки в асфальтобетоне физически взаимосвязаны. Чем выше содержание порошка в асфальтовом вяжущем, тем тоньше битумная пленка. Это правило применимо к различным типам асфальтобетона. Степень концентрации асфальтового вяжущего определяет когезионное сцепление асфальтобетона при сдвиге. Анализ результатов стандартных испытаний образцов при температуре 50°С по ГОСТ 12801 позволил установить корреляционные зависимости сцепления при сдвиге от условной вязкости битума и типа асфальтобетонной смеси. Влияние глубины проникания иглы битума на когезионное сцепление стандартных асфальтобетонов различных типов гранулометрии представлено графически на рис. 14.

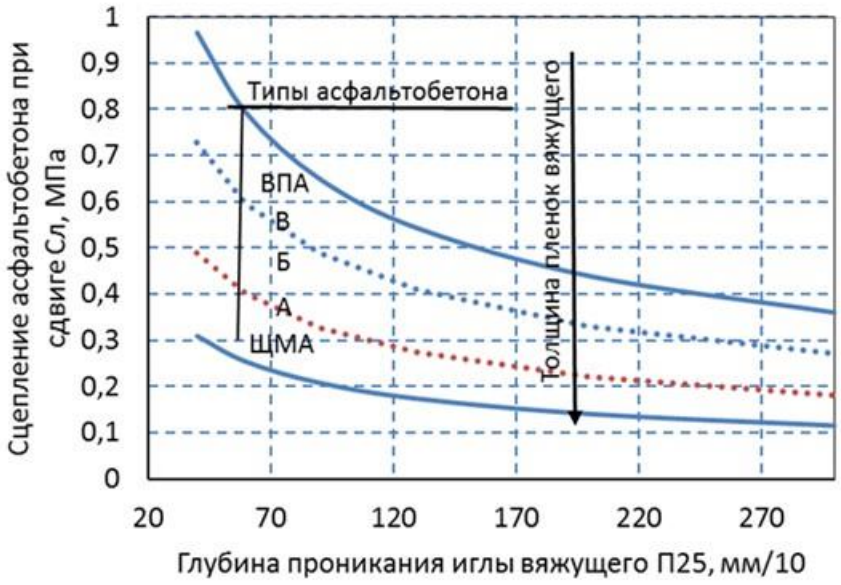


Рисунок 14. Зависимости когезионного сцепления асфальтобетонов различных типов от условной вязкости битума

Из рис. 13 и 14 следует, что когезионная прочность асфальтобетона определяется составом асфальтового вяжущего вещества. Деформативно-

прочностные свойства последнего являются промежуточным звеном, обеспечивающим связь между механическими свойствами битума и асфальтобетона.

Низкотемпературные свойства асфальтовых вяжущих на основе вязких битумов и полимерно-битумных вяжущих исследовали сотрудники СоюздорНИИ под руководством Л.М. Гохмана [89]. При увеличении объемной концентрации минерального порошка примерно до 0,62 обнаружено некоторое понижение температуры хрупкости образцов асфальтового вяжущего на битуме марки БНД 60/90. Температура хрупкости асфальтового вяжущего на основе ПБВ 130 при таких же концентрациях минерального порошка практически не изменялась, оставаясь на 15-20°С ниже по сравнению с БНД 60/90. Однако при концентрации минерального порошка выше 0,62 температура хрупкости асфальтовых вяжущих резко повышается, устремляясь к плюсовым значениям, причем независимо от марки битумного вяжущего.

Кроме того, было показано противоположное влияние температуры размягчения битума и ПБВ на температуру хрупкости асфальтового вяжущего. Для смесей на битуме с более высокой температурой размягчения температура хрупкости асфальтового вяжущего ухудшается и стремится к плюсовому значению. В случае со смесями на ПБВ с увеличением температуры размягчения температура хрупкости пропорционально понижается (т.е. улучшается). Отсюда авторы делают вывод, что варьируя содержанием компонентов в составе ПБВ можно добиваться улучшения одновременно двух очень важных эксплуатационных показателей вяжущих ($T_{разм.}$ и $T_{хр}$). Таким образом целенаправленно изменяя структуру битумного вяжущего можно достичь одновременного улучшения как трещиностойкости, так и сдвигоустойчивости дорожных покрытий.

Противоречивые результаты экспериментов с асфальтовыми вяжущими на битумах и ПБВ можно объяснить различием реологических свойств дисперсионной следы и компонентов дисперсной фазы. Предельная деформация при растяжении битумных композиций зависит от жесткости частиц дисперсной фазы и прочности коагуляционных связей между ними. Армирующий и ориентационный эффект при деформировании битумных композиций обнаруживается результатами экспериментальных исследований. Так минимум температуры хрупкости резинобитумной мастики соответствует оптимальному содержанию в битуме не только резиновой крошки, но и асбестового волокна. При отсутствии армирующих волокон асбеста температура хрупкости резинобитумной мастики ухудшается.

Анализируя результаты испытаний асфальтовых вяжущих приходим к выводу о принципиальном различии битумных смесей с низким и высоким содержанием минерального порошка. При низком содержании минерального порошка асфальтовые вяжущие можно отнести к битумным мастикам, которым свойственно текучие состояние жидкости. При высоком содержании минерального порошка асфальтовые вяжущие относятся к уплотняемым смесям, которые приобретают свойства твердого тела. Граница перехода смесей из жидкого в твердое состояние как правило находится в районе «золотой» пропорции 0,62/0,38 объемных содержаний минерального порошка и битума.

Связь между структурными параметрами и реологическими свойствами материалов с коагуляционной структурой устанавливает структурная реология, относящаяся к одному из методов изучения сложных дисперсных систем. Структурная реология рассматривает реологическое поведение многофазных систем в зависимости от реологических свойств их компонентов. А. Эйнштейн впервые теоретически показал связь вязкости суспензии, состоящей из ньютоновской дисперсионной среды и твердых сферических частиц дисперсной фазы [90]. Из дифференциальных уравнений гидродинамики Новье-Стокса получена следующую зависимость.

$$\eta = \eta_c(1 + 2{,}5C_v) \ , \qquad (24)$$

где η - вязкость суспензии, Па·с;

η_c - вязкость дисперсионной среды, Па·с;

C_v - объемная концентрация дисперсной фазы.

Однако формула (24) экспериментально подтверждается только при малых концентрациях частиц дисперсной фазы, не превышающих 3 %. При увеличении концентрации порошка вязкость золей отклоняется от теоретической в большую сторону, что обычно объясняют влиянием сольватных оболочек, которые как бы увеличивают фактическую концентрацию частиц дисперсной фазы в дисперсионной среде [91].

Концентрационные зависимости вязкости дисперсных систем изучали многие исследователи. Были предложены различные формулы, учитывающие поверхностные силы, возможность гидродинамического взаимодействия частиц дисперсной фазы, несферичность твердых частиц, замену твердых частиц каплями жидкости и др. Для описания структурообразования битумных систем предложено использовать формулу Муни [92,93].

$$\frac{\eta}{\eta_c} = exp\left(\frac{2{,}5C_m C_v}{C_m - C_v}\right), \quad (25)$$

где C_m - предельная объемная концентрация (плотность упаковки) частиц дисперсной фазы.

Из формулы Муни следует, что при малых концентрациях C_v вязкость дисперсной системы приближена к зависимости Эйнштейна, а при концентрациях близких к C_m стремится к бесконечности. Это указывает, что при предельной концентрации дисперсной фазы коагуляционная структура типа золь обращается в гель, когда система приобретает статический предел текучести, т.е. становится твердообразной.

Насколько велико структурирующее воздействие минерального порошка на битумные пленки можно судить по эффективной вязкости образцов из бинарных смесей по сравнению с наибольшей ньютоновской вязкостью исходного битума [94]. К исследованию были приняты два образца битума с одинаковой глубиной проникания иглы при температуре 25°С, но относящиеся к разным структурным типам:

- «золь-гель» или 3 тип по классификации А.С. Колбановской [95], рекомендуемый для дорожного строительства в России;

- «золь» или 2 тип характерный для остаточных битумов, применяемых в Западной Европе. Дискуссии о преимуществах и недостатках остаточных и окисленных битумов хорошо известны, однако единое мнение при сравнении действующих норм к вязким дорожным битумам отсутствует.

Наибольшая ньютоновская вязкость битумов двух структурных типов БНД 90/130 и БН 90/130 оценивалась двумя способами:

- по сопротивлению плоскопараллельному сдвигу при температурах 20°С и выше;

- через Трутоновскую вязкость по сопротивлению растяжению при изгибе образцов-балочек при температурах 20°С и ниже.

Экспериментально установленные температурные зависимости вязкости битумов представлены на рис. 15 под номерами 3 и 4.

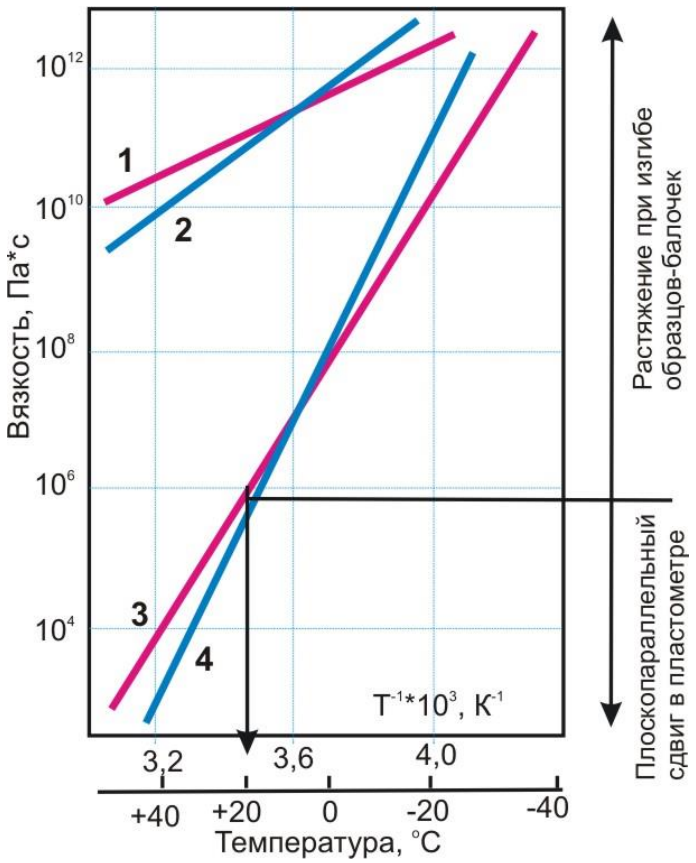


Рисунок 15. Температурные зависимости вязкости:
1,2 – эффективные вязкости бинарных смесей (битум + минеральный порошок) на битумах БНД 90/130 и БН 90/130 при скорости относительного удлинения 1,6*10-6 с-1;
3,4 – ньютоновские вязкости условно не разрушенной структуры битумов БНД 90/130 и БН 90/130 соответственно

Бинарные смеси испытывались на ползучесть при изгибе при различных температурах и постоянных нагрузках. Установлено, что в отличие от «чистого» битума эффективная вязкость бинарной смеси зависит от скорости необратимой деформации по степенному закону.

$$\eta^* = \frac{1}{3}\left(\frac{C}{\varepsilon_{пл}}\right)^m \dot{\varepsilon}^{m-1} exp\left(\frac{mU}{RT}\right), \qquad (26)$$

где η^* - неньютоновская эффективная вязкость, Па·с;

С – постоянная в уравнении долговременной прочности Г.М. Бартенева [96];

m – коэффициент пластичности по Г.М. Бартеневу;

$\varepsilon_{пл}$ - предельная вязкопластическая деформация при растяжении;

$\dot{\varepsilon}$ – скорость необратимой деформации при растяжении, $с^{-1}$;

U – энергия активации;

R - газовая постоянная;

T – абсолютная температура, К.

Показателей вязкости сравниваемых бинарных смесей определяли при минимальной скорости относительного удлинения, соответствующей скорости необратимого деформирования $1{,}6*10^{-6}$ $с^{-1}$.

Установлено, что чем выше содержание минерального порошка в асфальтовом вяжущем, тем ниже коэффициент пластичности. У битумов в жидком «ньютоновском» состоянии коэффициент пластичности m приближается к 1, а вязкость условно неразрушенной структуры практически не зависит от скорости деформирования и нагрузки. Напротив, у высоконаполненных бинарных систем коэффициент пластичности много меньше 1, поэтому их вязкость резко возрастает, особенно это заметно при высоких температурах испытания.

При увеличении содержания минерального порошка теплостойкость асфальтового вяжущего также увеличивается. На рис. 15 температурные кривые вязкости образцов из бинарных смесей 1 и 2 более пологие, чем кривые 3 и 4 исходных битумов. По углу наклона температурные кривые вязкости бинарных смесей 1 и 2 повторяют кривые вязкости условно неразрушенной структуры исходных битумов 3 и 4, что указывает на взаимосвязь реологических свойств битумного вяжущего, асфальтового вяжущего и асфальтобетона. Решающая роль при этом принадлежит качеству дисперсионной среды, как основному вязкому элементу структуры битумного вяжущего.

По экспериментальным кривым ползучести образцов при изгибе были определены температурные зависимости модуля упругости битумов и уплотненных бинарных смесей, которые представлены в координатах Аррениуса на рис. 16.

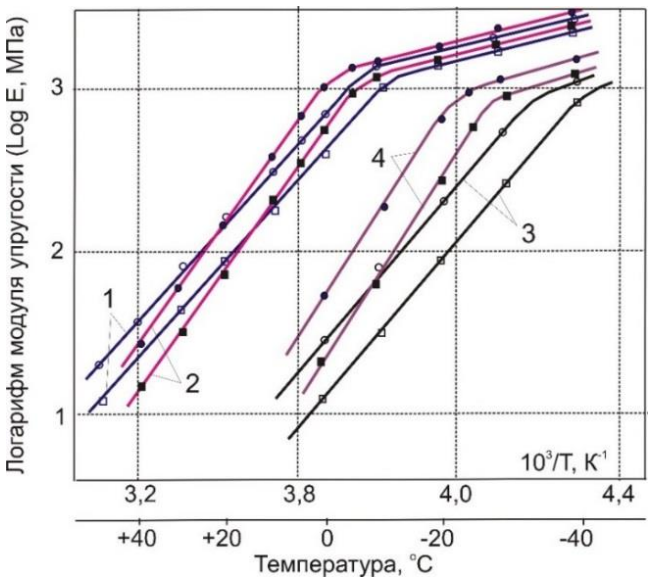


Рисунок 16. Температурные зависимости модуля упругости образцов-балочек при времени действия нагрузки 5 с (круглые маркеры) и 60 с (квадратные маркеры): 1,2 – для бинарных смесей на битумах БНД 90/130 и БН 90/130 соответственно; 3,4 – соответственно для битумов БНД 90/130 и БН 90/130

По подобию кривых ползучести, приведенных к временам до разрушения, а также с учетом степенного закона деформирования [21], модуль упругости битумных материалов описывается следующей термофлуктуационной зависимостью

$$E(t,T) = \frac{3^{1-p}pC^p}{[\varepsilon_{пл}](1-p)} t^{-p} exp\frac{pU}{RT}\ , \qquad (27)$$

где $E(t,T)$ - модуль упругости в зависимости от условий испытания, МПа;
p – коэффициент пластичности;

Температурно-временные зависимости упругих свойств битумов и бинарных смесей на рис. 16 согласуются с зависимостями вязких свойств на рис. 15, что подтверждает их единую термофлуктуационную и фрактальную природу. Отсюда следует, что реологические свойства асфальтового вяжущего в отличие от битума определяются главным образом качеством и количеством минерального порошка в бинарной смеси.

Таким образом, асфальтовое вяжущее является важнейшим элементом структуры асфальтобетона, определяющим его деформативно-прочностные свойства, зависящие от температуры и времени приложения нагрузки. Реологические свойства асфальтового вяжущего зависят от состава битумного вяжущего и структурирующего действия мелких частиц минерального порошка и различного рода модифицирующих добавок.

1.5. О фрактальной природе гетерогенных материалов

При изучении сложной структуры битумно-минеральных материалов исследователи все чаще обращаются к теории фракталов. Термины «фрактал» и «фрактальная размерность» начали применять в различных областях знаний после публикации монографии Бенуа Мандельброта [97], в которой были рассмотрены различные фрагментированные объекты, не поддающиеся описанию классической геометрией Евклида. Мандельброт обратил внимание на то, что контуры, поверхности и объемы большинства окружающих нас предметов не так ровны, гладки и совершенны, как принято их воспринимать и описывать в повседневной жизни. В действительности они неровны, шероховаты, покрыты множеством каверн самой причудливой формы, пронизаны трещинами и порами, сетью морщин, царапин и прочих несовершенств, рассматриваемых в выбранном масштабе измерений. В качестве примера природного фрактального объекта приведена береговая линия материка, длина которой неограниченно возрастает при переходе к более мелким единицам измерений, на что впервые обратил внимание в 1961 году Л. Ричардсон. Изменение длины береговой линии в зависимости от масштаба измерения описывается степенной зависимостью:

$$L(\varepsilon) = F\varepsilon^{1-D}\ , \tag{28}$$

где $L(\varepsilon)$ - длина линии;

ε - масштаб измерения;

D - дробная (фрактальная) размерность Хаусдорфа - Безиковича, $D > 1$

В данном случае фрактальная размерность является характеристикой извилистости измеряемой береговой линии. Например, для береговой линии Англии она составляет примерно 1,26, тогда как у более извилистой береговой линии Норвегии $D = 1{,}52$ [98].

Мандельброт применил дробную размерность Хаусдорфа-Безиковича в качестве меры фрагментированности объектов, будь то извилистость контура, морщинистость поверхности или трещиноватость и пористость объема. Для идеальных объектов элементарной геометрии Евклида размерность принимает численные значения топологической (равна нулю для точки, единице - для гладкой плавной линии, двум - для плоской фигуры и поверхности, трем — для тела и пространства). При этом фрактальная размерность обладает более тонкой чувствительностью к несовершенствам реальных объектов, позволяя различать и индивидуализировать то, что прежде было неразличимо.

Наряду с дробной размерностью, которая по величине всегда больше топологической, к наиболее значимым свойствам фракталов относится их самоподобие или локальная инвариантность на различных масштабных уровнях. Все фракталы подобны самим себе или являются похожими на разных масштабных уровнях. По одному из определений фракталом называется множество, части которого подобны целому. Фрактальная размерность отражает масштабную инвариантность рассматриваемого множества. Инвариантность относительно изменения шкалы измерения является одной из форм самоподобия, при которой можно выделить, по крайней мере, одну часть основной фигуры, которая подобна целой фигуре.

К естественным фракталам принято относить коллоидные агрегаты, аэрозоли, полимеры, поровое пространство, трещины в твердых телах и другие природные объекты. В отличие от регулярных фракталов, таких как множество Кантора, фигуры Коха, ковер Серпинского и прочих сложных геометрических фигур, обладающих свойствами самоподобия, природные фракталы характеризуются в большинстве случаев лишь статистическим самоподобием в ограниченном интервале масштабов [98,[99]]. Многие из них можно рассматривать как совокупность взвешенных с различными весами фракталов разной размерности (мультифракталов). Множества могут быть произвольной природы, поэтому в математическом представлении теория фракталов находит многочисленные точки соприкосновения с различными разделами науки и техники. К теории фракталов часто обращаются при описании и изучении сложных структур битумов и асфальтобетонов, о чем упоминалось выше.

Структура полидисперсных композитных сред представляет собой сложный статистический ансамбль макро- и микроэлементов, различных по физико-механическим свойствам, гранулометрическому составу, разнообразных по форме, которые распределены в объеме некоторого континуума и взаимодействуют между собой. Так воздушные поры в природных и искусственных материалах распределены случайным образом, обладают нерегулярной структурой и дробной размерностью [[100]]. В целом же реальные структуры чаще всего являются суммой или разностью множеств с различной фрактальной и топологической размерностью [[101]].

Важную роль в структурообразовании полидисперсных систем играют статистические закономерности. С развитием теорий перколяции и фракталов появилась возможность описывать сразу всю иерархию структурных состояний системы, что позволяет перевести статистическую теорию гетерогенных систем на качественно новый уровень [[102]].

Гетерогенная структура асфальтобетона формируется из частиц различной природы и крупности. Размеры дисперсных частиц в смесях представлены в очень широких пределах, начиная от коллоидных частиц битума до зерен щебня максимальной крупности. Размах размеров частиц

дисперсной фазы в асфальтобетоне достигает примерно 7 десятичных порядков, что следует из табл. 8.

Таблица 8 – Примерный размер частиц в асфальтобетоне

Компоненты асфальтобетона		Размер частиц, мкм	
		Мин	Max
Минеральная часть	Щебень	4000	40000
	Песок	160	4000
	Минеральный порошок	0,1	160
Битум	Асфальтеновые комплексы (кластеры)	0,01	0,1
	Асфальтены и их наноагрегаты	0,002	0,01
	Мальтены дисперсионной среды	0,0005	0,002

Полидисперсность структуры асфальтобетона можно рассматривать с позиций теории фракталов. Как уже отмечалось, структурная инвариантность асфальтобетонной смеси в зависимости от размера минеральных зерен, входящих в ее состав, легла в основу критериев Р. Бейли (табл. 2).

Фрактальный подход используется в теории измельчения каменных материалов. Показано, что кумулятивная кривая зернового состава продуктов дробления адекватно описывается следующей зависимостью [103]:

$$\frac{\mathrm{M}(<r)}{\mathrm{M}} = \left(\frac{\mathrm{r}}{\mathrm{r_{max}}}\right)^{3-\mathrm{D}}, \tag{29}$$

где $\mathrm{M}(< r)$ - содержание зерен мельче размера r;

$\mathrm{r_{max}}$ - максимальный размер зерен;

$2 < D < 3$ –фрактальная размерность.

Данная зависимость описывает кривую непрерывного зернового состава минеральной части асфальтобетонной смеси. В частности, показатель степени 0,5 соответствует кривой Фуллера (10), а 0,45 кривой гранулометрии базовой смеси «Суперпейв» (11).

Что касается самого понятия фрактальной структуры асфальтобетона, то оно до сих пор не сформулировано. Прямые методы непосредственного измерения фрактальной размерности гетерогенных структур отсутствуют. Тем не менее, были предложены различные способы оценки фрактальной размерности отдельных элементов структуры, например, формы минеральных зерен по результатам измерения длин их проекций. Изучаются поверхности разрушения методами сканирования и цифрового анализа изображений, дифференцированная пористость материалов, замеренная различными способами порометрии, и другие геометрические элементы структуры [104].

Развитая поверхность минеральных зерен на различных масштабных уровнях оказывается близка к фрактальной. Шероховатость поверхности и форму минеральных зерен невозможно точно описать геометрией Эвклида. Для этого пригодны различные методы сканирования изображений с целью оценки дробной размерности, например, основанные на измерениях периметров проекций зерен в различном масштабе измерений [105]. Была предпринята попытка оценить влияние фрактальной размерности, характеризующей форму минеральных зерен, на показатель устойчивости и условной пластичности асфальтобетона по Маршаллу [106]. Результаты экспериментальных исследований приведены на рис. 17.

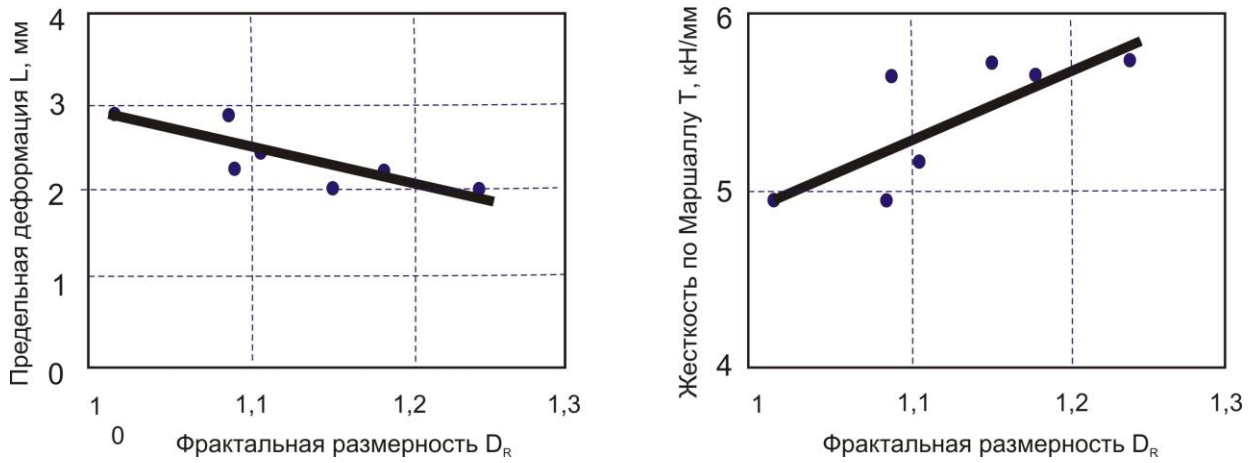


Рисунок 17. Влияние фрактальной размерности формы минеральных зерен на показатели асфальтобетона по Маршаллу

При увеличении фрактальной размерности геометрических периметров минеральных зерен предельная деформация асфальтобетона снижается, а устойчивость образцов по Маршаллу повышается. Показатели прочности асфальтобетона, отражающие взаимодействие дисперсной фазы в коагуляционных контактах, зависят от расстояния между частицами. Нерегулярная толщина прослоек дисперсионной среды, как, впрочем, и сил трения между минеральными зернами, коррелирует с масштабом измерений поверхностей взаимодействующих фаз. Поэтому на прочность коагуляционных контактов влияет фрактальная размерность минеральных зерен D_R.

Толщина прослоек дисперсионной среды, зависящая от соотношения объемов среда/фаза, определяет степенные зависимости прочности коагуляционных структур [5]. Рассматривая прослойки дисперсионной среды в масштабе размеров коллоидных частиц приходим к выводу, что фрактальная размерность наряду с концентрацией частиц дисперсной фазы определяет тип дисперсной структуры битумных вяжущих.

Число исследований, подтверждающих фрактальную природу структуры естественных и искусственных материалов, с каждым годом увеличивается. Предпринимаются попытки с помощью теории фракталов интерпретировать степенные зависимости реологических и других физико-механических свойств материалов от условий деформирования. Поэтому теорию фракталов можно отнести к инструменту для описания сложной структуры асфальтобетона и отдельных ее элементов, а также для интерпретации поведения гетерогенных материалов под нагрузкой.

В процессе приготовления, укладки и уплотнения асфальтобетонной смеси формируется геометрически сложная структура битумных прослоек, разветвленность и толщина которых зависят от состава и свойств компонентов. Поверхность битумных пленок на границе соприкосновения с поверхностью минеральных зерен и воздушных пор характеризуется дробной размерностью в пределах от 2 до 3. На следующем масштабном уровне развитая поверхность асфальтеновых комплексов и других сложных структурных единиц битумного вяжущего формирует фрактальное дерево дисперсионной среды.

Таким образом, есть все основания полагать, что степень развитости межзерновой поверхности оказывает определенное влияние на относительную деформацию, прочность, эластичность и вязкопластичные свойства асфальтобетона. Фрактальная геометрия дисперсионной среды с одной стороны сказывается на показателях нелинейного вязкопластичного деформирования и разрушения коагуляционных структур, а с другой оказывает влияние на перемещения дислокаций при хрупком разрушении материала. В свою очередь фрактальная природа пор также очевидно оказывает определенное влияние на процессы деформирования и разрушения асфальтобетона.

Впервые условная величина фрактальной размерности структуры асфальтобетона была задействована в качестве основной характеристики, определяющей соотношения вязкой, упругой и пластической составляющих деформации при равновесном режиме деформирования, а также для описания кинетики разрушения и при разработке модели долговременной прочности с минимальным числом подгоночных параметров [107]. Применение теории фракталов при изучении структуры и деформативно-прочностных свойств асфальтобетона является, на наш взгляд, весьма перспективным.

1.6. Выводы по главе

Анализ современных представлений о структуре асфальтобетона и его отдельных элементов позволяет сделать следующие выводы.

1. Структура асфальтобетона подразумевает совокупность признаков, характеризующих строение и взаимодействие минерального остова, битумного вяжущего и воздушных пор. Указанный комплекс структурных

элементов и условия их взаимодействия определяют эксплуатационные свойства и долговечность асфальтобетонных покрытии.

2. Минеральный остов является основным элементом структуры асфальтобетона, формирующимся в результате уплотнения и упаковки зерен каменного материала различной крупности, формы и шероховатости. Зерновой состав минеральной части определяет технологические и эксплуатационные свойства, такие как устойчивость к сегрегации асфальтобетонной смеси, плотность, предел текучести при сдвиге и другие характеристики асфальтобетона. При совершенной структуре минерального остова обеспечивается восприятие и передача транспортных нагрузок на нижележащие слои дорожной конструкции без накопления остаточных деформаций в асфальтобетонном покрытии.

3. Битумное вяжущее по существу является коллоидным клеем, состоящим из молекулярных соединений нефти, которые в асфальтобетоне подвергнуты структурирующему воздействию развитой поверхности минеральных зерен. Смесь битума и высокодисперсных частиц минерального порошка является асфальтовым вяжущим веществом с коагуляционной структурой. От состава асфальтового вяжущего вещества зависит восприимчивость прочности и реологических свойств асфальтобетона к температуре и времени приложения нагрузки.

4. Дисперсная фаза и прослойки дисперсионной среды в геометрическом плане обладают дробной размерностью. Фрактальная размерность асфальтобетона характеризует в совокупности масштабную иерархию структурных элементов, влияющую на физико-механические свойства, отражая закономерности показателей усталостной прочности и нелинейного деформирования материала под воздействием нагрузок.

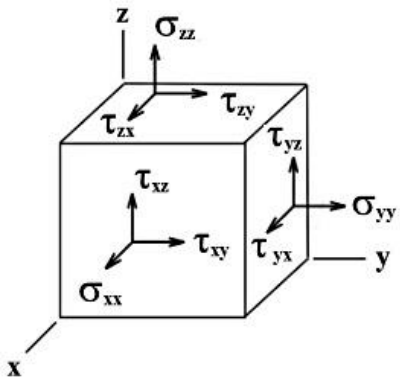
5. При изучении объемных свойств и описании структуры асфальтобетона прослеживается так называемая «золотая» пропорция, согласно которой первичная (каркасобразующая) и вторичная (заполняющая) части минерального остова соотносятся как 0,62/0,38. Граница перехода битумных смесей из жидкого в твердообразное состояние также соответствует довольно узкой области объемных содержаний минерального порошка и битума вблизи «золотой» пропорции.

Глава 2
Теории прочности асфальтобетона

Асфальтобетон представляет собой неоднородный гетерогенный материал, однако в расчетах дорожных конструкций и при испытании на прочность применяется модель однородной сплошной среды. Современные теории сопротивления дорожно-строительных материалов разрушению от воздействия внутренних напряжений базируются на гипотезах сплошности, однородности и изотропности. Усилия в гетерогенных материалах, возникающие от действия нагрузки, рассматривают не как реальные усилия в связях, а как некоторые средние значения, отнесенные к единице площади сечения [108].

Гипотеза об однородности и изотропности предполагает, что свойства материала одинаковы по всем направлениям и во всех точках выделенного объема, независимо от размера тела. Однако для правомочности использования этой гипотезы необходимо, чтобы размер образцов при испытании на прочность в несколько раз превышал размер минеральных зерен, а повторность испытаний обеспечивала статистическую надежность получаемых результатов измерений [109,110].

При соблюдении основных гипотез классической теории прочности в окрестности некоторой точки сплошной среды можно выделить бесконечно малый (элементарный) объем, а действие окружающей среды на этот объем рассматривать как совокупность сил, приложенных к ограничивающей его поверхности. Тогда напряженное состояние в любой точке тела можно характеризовать нормальными и касательными напряжениями, действующими на взаимно перпендикулярные грани элементарного объема (куба), выделенного из сплошной среды. Тензор механических напряжений в элементарном объеме тела представляется совокупностью девяти величин, как показано на рис. 18.



$$\begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Рисунок 18. Тензор напряжений, уравновешивающий элементарный объем тела

Диагональные члены матрицы представляют нормальные напряжения, направленные перпендикулярно к соответствующим площадкам. Остальные члены тензора характеризуют касательные напряжения, которые действуют по касательным к площадкам граней, ограничивающим выделенный элементарный объем. Любое напряженно-деформированное состояние материала определяется тензором напряжений и соответствующим тензором деформаций, которые используются при расчете дорожных одежд по различным критериям прочности и оценке результатов испытаний образцов при заданной схеме деформирования.

На главных площадках элементарного объема отсутствуют касательные напряжения, а действуют только главные нормальные напряжения. Зная главные напряжения σ_1, σ_2, σ_3 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$) можно определить нормальные и касательные напряжения на любых наклонных площадках элементарного объема в соответствии с рис. 19.

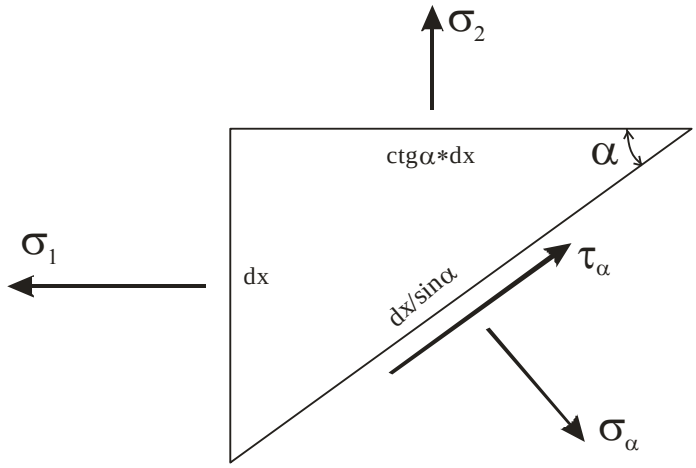


Рисунок 19. Расчетная схема определения внутренних напряжений

Уравнения равновесия векторов напряжений имеют следующей вид:

$$\sigma_a = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} + \frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\cos 2a\ , \tag{30}$$

$$\tau_a = \frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\sin 2a\ , \tag{31}$$

где σ_a - нормальное напряжение на наклонной площадке, Па;
τ_a - касательное напряжение на той же площадке, Па;
α - угол наклона площадки к горизонтали или вектору σ_1.

Представленные зависимости можно рассматривать как параметрические уравнения связи между переменными σ_a и τ_a, в которых роль параметра принадлежит углу наклона α. После несложных преобразований их можно привести к уравнению окружности в координатах σ_a - τ_a, называемую кругом Мора.

$$\left[\sigma_\alpha - \left(\frac{\sigma_1+\sigma_2}{2}\right)\right]^2 + {\tau_\alpha}^2 = \left(\frac{\sigma_1-\sigma_2}{2}\right)^2, \quad (32)$$

Круга Мора представлен на рис. 20.

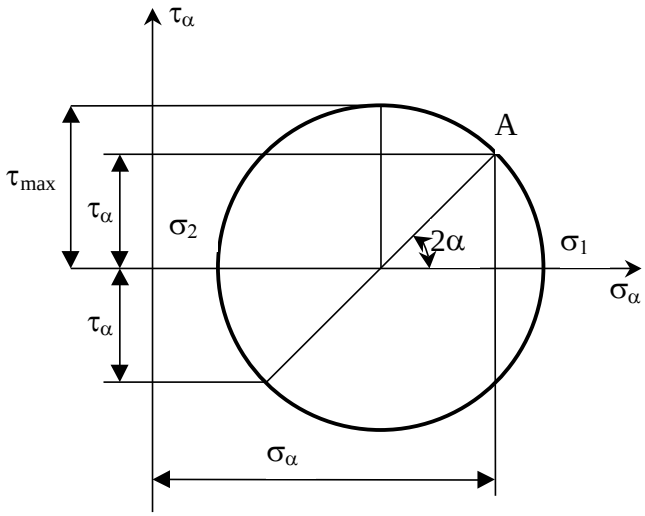


Рисунок 20. Круг Мора

Критерий прочности Мора используется в качестве основной гипотезы при расчете дорожных конструкций. Согласно этой гипотезы предельное напряженное состояние материалов в дорожной конструкции определяет единственная огибающая семейства кругов Мора, не зависящая от значений промежуточных главных напряжений.

Предельное напряженное состояние асфальтобетона зависит от его реологического состояния и характера разрушения, что предопределяет выбор расчетного критерия прочности. Показано, что для оценки устойчивости асфальтобетона к образованию колеи пластичности целесообразно применять вместо критерия Мора критерий максимальных касательных напряжений [111].

Что касается коэффициента внутреннего трения по Кулону, то для однородной сплошной среды он зависит от принятой гипотезы предельного состояния. При малом коэффициенте внутреннего трения результаты оценки сдвигоустойчивости по критерию Мора и по максимальным касательным напряжениям оказываются близкими между собой. Однако при больших величинах угла внутреннего трения, свойственных многощебенистым асфальтобетонам, различие становиться существенным. При этом более объективные и надежные результаты оценки медленно накапливаемых необратимых деформаций сдвига достигаются при применении гипотезы максимальных касательных напряжений.

2.1. Механизмы разрушения

В зависимости от температуры и скорости нагружения реологическое состояние асфальтобетона может быть вязким, хрупким или смешанным. Хрупкие материалы при нагружении являются упругими и разрушаются без образования остаточных деформаций. Вязкие материалы перед разрушением претерпевают значительные остаточные деформации, которые, как правило, локализуются в перенапряженных зонах пластичности. Битумные материалы в зависимости от условий деформирования (будь то температура, давление, скорость нагружения или вид напряженного состояния) разрушаются в одном случае по хрупкому, а в другом по вязкому (пластичному) механизму. Поэтому хрупкость и пластичность может рассматриваться не как свойства материала, а как его состояние [112].

Принято считать, что хрупкий механизм разрушения реализуется при растяжении в процессе отрыва частиц друг от друга, а вязкое разрушение при сдвиге. В соответствии со схемой, предложенной А.Ф. Иоффе [113] и развитой Н.Н. Давиденковым [114], переход материала из вязкого в хрупкое состояние происходит при критической температуре хрупкости $T_{хр}$, определяемой по точке пересечения температурных зависимостей сопротивления сдвигу и отрыву. При температурах ниже температуры хрупкости сопротивление сдвигу или предел текучести) превышает сопротивления отрыву, а при более высоких температурах $T > T_{хр}$ предел текучести ниже разрушающего напряжения при отрыве.

А.П. Александров отмечал, что хрупкость проявляется в тех случаях, когда нарастание напряжений в твердом теле под действием деформирующих сил не сопровождается течением, пластической деформацией или каким-либо другим процессом молекулярной перегруппировки, приводящим к релаксации напряжений. Напротив, вязкий (вязкопластичный) механизм разрушения наступает в результате нагружения материала с превышением предела упругости, когда он переходит в состояние пластической деформации или текучести [115]. Разрушение такого рода могут вызывать усилия растяжения, сжатия и сдвига, однако разрыв материала или недопустимо большие деформации возникают в любом случае от воздействия касательных напряжений, например, когда образуются тяжи, наблюдается дуктильность или при растяжении пластичного стержня появляется «шейка».

Идеальное хрупкое разрушение, соответствующее чистому отрыву частиц друг от друга без прилегающей зоны пластичного или вынужденного высокоэластичного деформирования, является маловероятным по термодинамическим соображениям из-за поглощения материалом энергии деформирования [116]. Тем не менее хрупкому разрушению подвержены многие материалы с ограниченной пластичностью при быстром распространения в них трещин. При деформировании твердого тела трещины

обычно зарождаются в порах, микродефектах и в других локальных зонах повышенной концентрации напряжений. Механизм и скорость распространения трещин напрямую зависят от реологического состояния материала.

На графиках температурной зависимости деформаций аморфных полимеров были выделены три зоны релаксационных состояний: стеклообразное, высокоэластичное и вязкотекучее [4,117]. Кроме этого, у аморфных полимеров при температуре ниже температуры стеклования были обнаружены следующие три прочностных состояния: хрупкое, квазихрупкое и нехрупкое [118]. Эти состояния разделяются на кривой температурной зависимости прочности полимера температурами хрупкости и квазихрупкости. По характеру и специфике роста трещины подразделяются в зависимости от состояния материала на хрупкие, квазихрупкие и крейз (трещины серебра). При температурах ниже температуры хрупкости трещина распространяется по механизму хрупкого разрушения без зоны вынужденной эластичности, в диапазоне между температурами хрупкости и квазихрупкости перед фронтом трещины появляется зона вынужденной эластичности, а выше температуры квазихрупкости она преобразуется в крейз, когда трещина прорастает за счет накопления в тяжах повреждений и их последующего разрыва [119].

Подобные закономерности деформирования и разрушения проявляются при испытании битума и асфальтобетона. Так различные реологические состояния дорожных битумов были обнаружены в зависимости от температуры и скорости нагружения [57,120]. Механические испытания образцов асфальтобетона также показывают, что в зависимости от температуры, скорости нагружения, а также от вида напряженного состояния материал может находиться в различных реологических состояниях. Вязкий и хрупкий механизмы разрушения асфальтобетона принципиально различаются между собой, что легко обнаружить при испытании образцов на осевое растяжение или растяжение при изгибе в зависимости от температуры и (или) скорости нагружения.

На качественном уровне хрупкое разрушение в отличие от вязкопластичного сопровождается громким шумовым эффектом, что характерно при испытании асфальтобетона на прочность при достаточно низкой температуре. При рассмотрении поверхностей разлома образцов, испытанных при различных температурах, можно наблюдать четкие отличительные признаки (рис. 21).

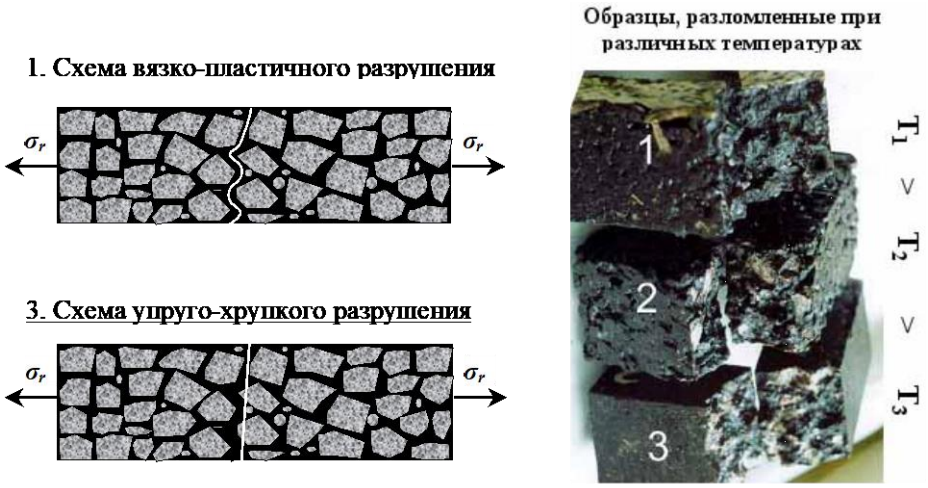


Рисунок 21. Внешний вид разрушений асфальтобетона при растяжении

При вязко-пластичном механизме нарушение сплошности образцов-призм при растяжении происходит по коагуляционным связям битума в результате сдвиговых деформаций. При упруго-хрупком механизме разрушения разрыв образца происходит по адгезионным связям и молекулярным химическим связям битума, а также по кристаллическим связям каменного материала.

При понижении температуры испытания и по мере перехода от вязкопластичного к хрупкому разрушению цвет поверхностей разлома образцов асфальтобетона изменяется с черного на серый. Светлые зоны на поверхности разлома соответствуют адгезионному отрыву битума от поверхности каменного материала под воздействием растягивающих напряжений [121], а также местам разрушения зерен щебня. Непокрытые битумом светлые зоны на поверхности разлома асфальтобетона в жидком азоте имеют размеры в пределах от 2 до 50 мкм, что было установлено с помощью сканирующего электронного микроскопа [122].

Реологическое состояние битума и асфальтобетона характеризуется модулем упругости и коэффициентом Пуассона. В механико-эмпирическом методе расчета асфальтобетонных покрытий коэффициент поперечного сжатия μ принимается в пределах от 0,15 до 0,5 в зависимости от модуля упругости асфальтобетона [123]. Коэффициент Пуассона показывает, во сколько раз изменяется поперечное сечение деформируемого тела при его осевом растяжении или сжатии. Для абсолютно хрупкого материала коэффициент Пуассона равен 0, а для абсолютно упругого — 0,5. На релаксационную природу коэффициента Пуассона асфальтобетона указывают исследования [21,124], поэтому к данному показателю можно применять, как и к модулю упругости, принцип температурно-временной суперпозиции.

Присутствующие в материале поры деформируются под воздействием растягивающих напряжений по-разному в зависимости от реологического состояния битумной массы, что показано на рис. 22.

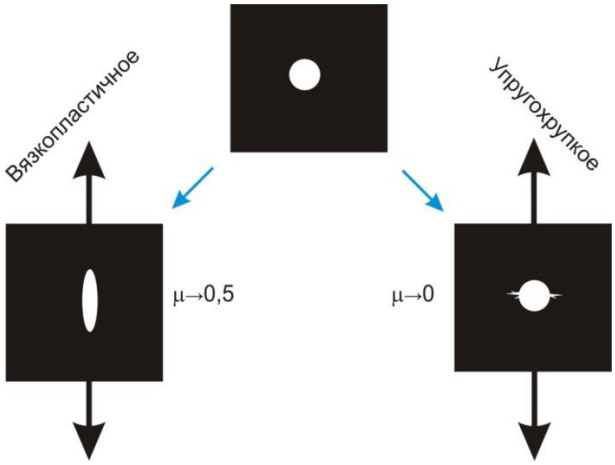


Рисунок 22. Схемы деформирования сферической поры при вязкопластичном и упругохрупком реологическом состоянии битумных материалов

Если принять, что объем материала при растяжении не изменяется, то влияние коэффициента Пуассона на характер деформирования пор и микродефектов является вполне очевидным. В вязкопластичном состоянии коэффициент Пуассона μ=0,5, поэтому у битумных материалов под воздействием растягивающих напряжений происходит формоизменение пор и в принципе возможно их «залечивание» при слиянии внутренних поверхностей микродефектов. В упругохрупком состоянии при μ=0, напротив, на внутренней поверхности пор образуются очаги трещинообразования из-за концентрации напряжений.

При достаточно высоких температурах и медленном нагружении асфальтобетонные образцы разрушаются исключительно по вязкопластичному механизму. В этом случае фронт трещины разрушения распространяется внутри образца по битумным прослойкам, огибая зерна каменного материала по схеме 1 на рис. 21. В этом случае вязкопластичное деформирование и разрушение в виде образования трещин или плоскостей скольжения происходит от воздействия касательных напряжений независимо от схемы нагружения образцов (растяжение, изгиб, сжатие или сдвиг). Продвижение трещины при сдвиговом деформировании происходит за счет скольжения её берегов один относительно другого. При этом коагуляционные связи в вершине трещины разрываются скорее всего не от нормальных, а от касательных напряжений. В этой зоне вязкопластичного состояния по мере понижения температуры и увеличения скорости нагружения прочность асфальтобетона увеличивается.

Ситуация кардинальным образом изменяется при дальнейшем понижении температуры и увеличении скорости нагружения, когда прочность

асфальтобетона, наоборот, снижается. Наблюдения показывают, что в условиях хрупкого разрушения трещина прорастает не только по адгезионным контактам и битумным прослойкам, но также разрывает зерна щебня в соответствии со схемой 3 на рис. 21. Нарушение сплошности образца асфальтобетона происходит от воздействия растягивающих напряжений большей частью в результате разрыва адгезионных и когезионных (молекулярных) связей. Моделью данного механизма разрушения является трещина Гриффитса [125], представляющая собой щель с асимптотически сходящимися к вершине берегами. Расстояние между берегами, характеризующее раскрытие трещины, плавно уменьшается к вершине вплоть до межмолекулярных и межатомных расстояний, когда из-за высокой концентрации растягивающих напряжений рвутся даже прочные химические связи.

В качестве наглядной иллюстрации на рис. 23 представлен внешний вид симметричных поверхностей хрупкого разлома литого асфальтобетона после испытания образца-балки на изгиб при температуре минус 20°С и скорости деформирования 50 мм/мин.

Рисунок 23. Внешний вид поверхности разлома образца-балки из литого асфальтобетона при хрупком механизме разрушения

Уместно отметить, что технология уплотнения образцов литого асфальтобетона исключала дробление щебня, марка которого по дробимости в цилиндре находилась в пределах от 1000 до 1200. Из рисунка следует, что образец литого асфальтобетона разломился на две части не только по асфальтовому вяжущему веществу, но и по щебню. В данном случае прочность щебня при растяжении оказалась сопоставимой с прочностью асфальтового вяжущего вещества.

Согласно фононной теории Г.М. Бартенева термофлуктуационный механизм, свойственный вязкопластичному разрушению, при кратковременных воздействиях или низких температурах практически не реализуется, а проявляется атермический (фононный) механизм, который вызывает цепной процесс разрушения, имеющий характер взрывного. Одним из вариантов атермического механизма разрушения рассматривается также туннельный эффект, когда ниже температуры хрупкости термофлуктуационный механизм заменяется безбарьерным разрывом связей. Из этой теории следует, что хрупкое разрушение асфальтобетона не является термоактивационным процессом [118].

Границу между вязкопластичным и упругохрупким разрушением принято определять по графику изменения предела прочности асфальтобетона при растяжении в зависимости от условий испытания образцов. Многие исследователи, начиная с С.О. Гордеева [126], показали, что кривая прочности асфальтобетона на растяжение при изгибе в зависимости от температуры имеет куполообразный вид с четко выраженным экстремумом. Максимальному пределу прочности при растяжении соответствует граница между вязкопластичным и упругохрупким состоянием асфальтобетона.

Температуру испытания, соответствующую максимальной прочности при растяжении, называют температурой хрупкости асфальтобетона. Хотя по физическому смыслу ей ближе подходят названия температуры механического стеклования, вынужденной эластичности или температуры квазихрупкости по Г.М. Бартеневу [118].

Предел прочности и характер разрушения, как результаты двух противоборствующих процессов упругохрупкого и вязкопластичного деформирования, зависят от напряженно-деформированного состояния асфальтобетона. Четкую границу между вязким и хрупким разрушением асфальтобетона установить невозможно.

В качестве примера на рис. 24 приведены результаты сравнительных испытаний образцов плотного асфальтобетона типа Д на битуме марки БНД 60/90 на растяжение при изгибе и при одноосном сжатии при постоянной скорости деформирования 50 мм/мин в зависимости от температуры.

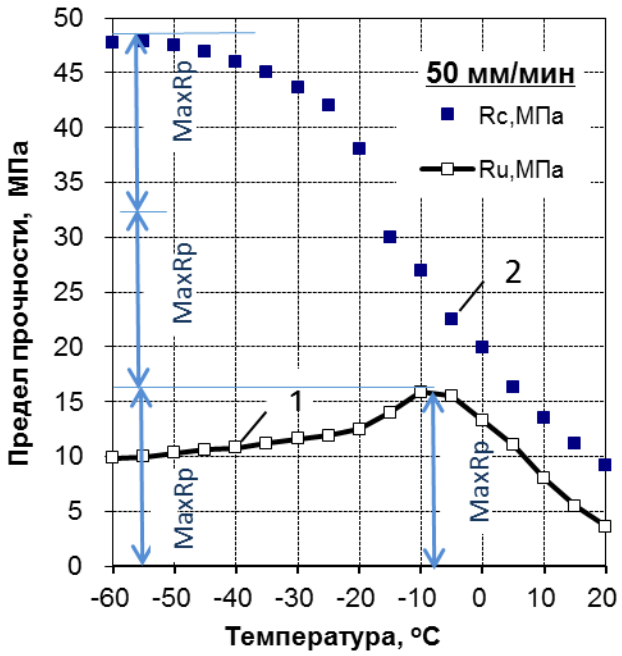


Рисунок 24. Температурные зависимости предела прочности асфальтобетона на растяжение при изгибе (1) и при сжатии (2)

При максимальной прочности образцов температура хрупкости асфальтобетона при растяжении составляет примерно минус 9°С, а при сжатии минус 55°С, что примерно на 46°С ниже. Любопытно отметить, что максимальный предел прочности асфальтобетона при сжатии превысил максимальный предел прочности при растяжении примерно в 3 раза, что отвечает тензорным представлениям, рассматривающим асфальтобетон как однородную сплошную среду. Так тензоры напряженного состояния материала при растяжении и сжатии, можно разложить на шаровую компоненту и девиатор. Математически это представляется в виде зависимостей (33) для одноосного сжатия и (34) для одноосного растяжения.

$$\begin{vmatrix} \sigma & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} = \frac{1}{3}\sigma \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \frac{2}{3}\sigma & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{1}{3}\sigma & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{1}{3}\sigma \end{vmatrix} \tag{33}$$

$$\begin{vmatrix} -\sigma & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{vmatrix} = -\frac{1}{3}\sigma \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} -\frac{2}{3}\sigma & 0 & 0 \\ 0 & +\frac{1}{3}\sigma & 0 \\ 0 & 0 & +\frac{1}{3}\sigma \end{vmatrix} \tag{34}$$

Из представленных тензоров следует, что максимальные растягивающие напряжения при одноосном растяжении равны б, а при одноосном сжатии б/3.

Установленное соотношение на рис. 24 подтверждает гипотезу, что асфальтобетон в упругохрупком состоянии разрушается от воздействия растягивающих напряжений. При более высоких температурах в условиях вязкопластичности разрушение происходит от касательных напряжений. В этом случае максимальные касательные напряжения τ, ответственные за вязкопластичное деформирование и разрушение, составляются половину разности наибольших и наименьших главных напряжений.

$$\tau = \frac{\sigma}{2}\ , \qquad (35)$$

При отсутствии бокового обжатия асфальтобетонных образцов плоскости вязкопластичного и квазихрупкого разрушения ориентируются по отношению к оси сжатия под углом 45 град в направлении векторов максимальных касательных напряжений. А вот при очень низких температурах испытания (существенно ниже температуры хрупкости), образцы при сжатии разрушаются, как правило, по плоскостям, расположенным параллельно оси, указывая на разрыв асфальтобетона от главных растягивающих напряжений, направленных перпендикулярно к оси сжатия. Отсюда следует, что критерии предельного состояния по Мору и максимальных касательных напряжений применимы к условиям вязкопластичного разрушения, а критерием прочности асфальтобетона при хрупком разрушении являются максимальные растягивающие напряжения.

Механизм разрушения асфальтобетона зависит от релаксационных процессов, изменяющихся не только в зависимости от напряженно-деформированного состояния и температуры, но и от скорости и режима нагружения. Например, механизм усталостного разрушения асфальтобетона под воздействием циклических растягивающих напряжений связан с частотой нагружения. При частотах нагружения до 10–20 Гц был установлен когезионный механизм разрушения, а с повышением частоты нагружения все в большей степени проявлялся смешанный и адгезионный механизмы разрушения [127].

Температура хрупкости асфальтобетона зависит от его состава и свойств битумного вяжущего. Чем большей релаксационной способностью обладает асфальтобетон, тем при более низких температурах он переходит в хрупкое состояние [128]. Максимум прочности асфальтобетона при растяжении смещается в область более низких температур при переходе от структуры битума типа «золь» к типам «золь-гель» и «гель», а также в случае снижения вязкости вяжущего одного и того же структурного типа [129]. В качестве примера на рис. 25 приведены результаты испытаний плотного асфальтобетона типа Б на растяжение при изгибе при температуре 0°С и двух скоростях деформирования в зависимости от условной вязкости и температуры хрупкости применяемого битума.

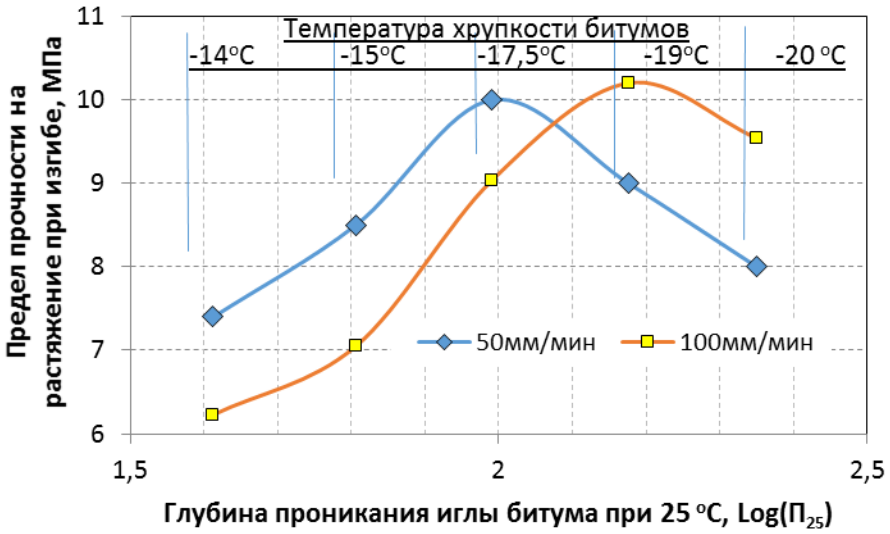


Рисунок 25. Влияние консистенции битума марки БНД на предел прочность асфальтобетона при изгибе при температуре 0 °C и скоростях деформирования 50 и 100 мм/мин

Аналогичный вид кривых прочности был получен при испытании асфальтобетонов типа А и ЩМА вследствие разной толщины битумных пленок [52]. При этом в случае применения более вязких битумов большей прочностью обладал ЩМА по сравнению с асфальтобетоном типа А, тогда как на менее вязких битумах тип А прочнее ЩМА. Эти результаты испытаний указывают на то, что переход асфальтобетона в хрупкое состояние зависит от толщины пленок битумного вяжущего наряду с другими факторами, определяющими его релаксационную способность.

Хрупкое разрушение может наступить как при динамическом, так и при статическом нагружении асфальтобетона, находящегося в стеклообразном состоянии, если будет приложена достаточно высокая растягивающая нагрузка, близкая к пределу прочности. Заключительная стадия разрушения асфальтобетона носит спонтанный характер, когда макротрещина растет со скоростью, близкой к скорости звука. Однако стадия инкубационного периода образования и накопления хрупких микротрещин от постоянной растягивающей нагрузки в условиях низких температур вполне вероятна и не изучена. Испытания образцов асфальтобетона показывают, что обычными методами невозможно установить зависимость времени до момента хрупкого разрушения от уровня растягивающих напряжений. При существующем статистическом разбросе результатов испытаний можно лишь утверждать о среднем пределе прочности образцов конкретного размера. Тем не менее, можно надеяться, что кинетика накопления хрупких микротрещин может быть выявлена методами акустико-эмиссионного контроля, т.к. внезапная перестройка в структуре напряженно-деформированных материалов, как известно, сопровождается генерацией упругих волн.

Переход от вязкопластичного к упруго-хрупкому разрушению соответствует зоне максимальных значений прочности. При понижении температуры, как и при увеличении скорости нагружения, прочность асфальтобетона первоначально растет, а затем падает. Связь напряжений и деформаций при изменении жесткости образцов-балочек показана на рис. 26.

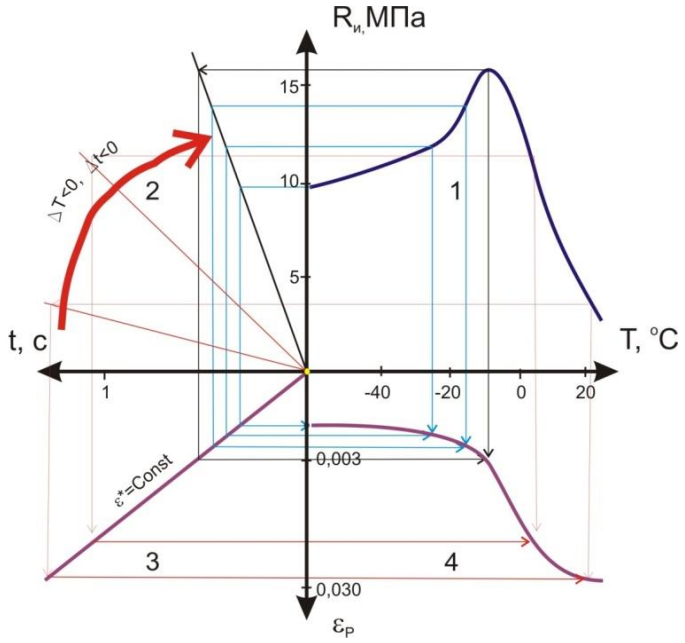


Рисунок 26. Совмещенные графики температурной зависимости прочности на растяжение при изгибе (1), жесткости (2), скорости деформирования (3) и предельной деформации (4) по результатам испытаний асфальтобетона типа Д на битуме БНД 60/90

Из рис. 26 следует, что при определенной постоянной скорости деформирования, заданной в квадранте 3, кривая температурной зависимости прочности на растяжение при изгибе в квадранте 1 имеет характерный максимум, соответствующий условной температуре хрупкости асфальтобетона. При понижении температуры до температуры хрупкости предел прочности (1) в условиях вязкопластичного состояния повышается в результате повышения жесткости от скорости нагружения в МПа/с (2), вплоть до предельного значения, соответствующего максимальному углу наклона прямой к оси времени. Ниже температуры хрупкости при практически постоянном максимальном значении показателя жесткости асфальтобетона (2) прочность при растяжении падает в результате снижения предельной деформации (4). Максимальный предел прочности при растяжении (1) соответствует точке перелома на кривой температурной зависимости предельной деформации (4).

Зная температурные зависимости показателей жесткости, модуля деформации (упругости) или предельной деформации при растяжении можно построить температурную зависимость прочности асфальтобетона или,

наоборот, по заданным значениям прочности и модуля деформации вычислить предельную деформацию при растяжении. Соответствующая теоретическая зависимость предела прочности от температуры построена с помощью S-образных температурных кривых модуля упругости [130] и предельной деформации, рассчитанной по модели А.В. Руденскомуо как произведение максимальной деформации на степень пластичности, зависящей от температуры [21]. Теоретическая зависимость предела прочности на растяжение при изгибе от температуры приведена в сравнении с результатами испытаний песчаного асфальтобетона типа Д на битуме БНД 60/90 на рис. 27.

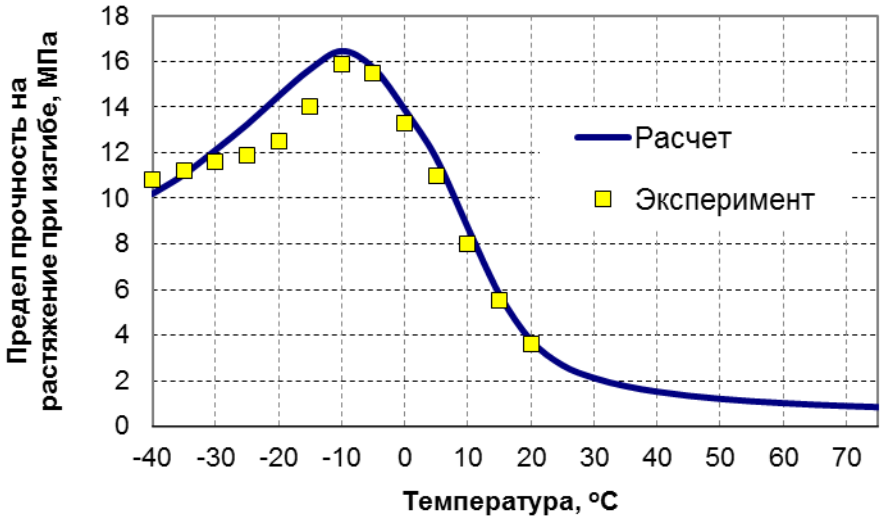


Рисунок 27. Зависимости прочности асфальтобетона от температуры

Удовлетворительная сходимость расчетных и экспериментальных значений прочности асфальтобетона установлена в области вязкопластичного разрушения. При хрупком разрушении сходимость ниже, причем наибольшее расхождение наблюдается в точке перегиба экспериментальной кривой при температуре минус 20°С, соответствующей границе между квазихрупким и истинно хрупким состоянием.

Максимальный предел прочности асфальтобетона при растяжении, по которому определяется граница между вязкопластичным и упругохрупким состоянием, подчиняется принципу температурно-временной суперпозиции. Так хрупкое состояние материала может быть достигнуто как в результате понижения температуры испытания, так и за счет более быстрого приложения нагрузки (рис. 26).

Таким образом экспериментально доказано, что в зависимости от условий испытания асфальтобетон может находиться в различных реологических состояниях и соответственно деформироваться и разрушаться по вязкопластичному, упругохрупкому или смешанному механизму. В зависимости от температуры и скорости деформирования наблюдаемый спектр структурно-реологических состояний асфальтобетона смещается в

соответствии с принципом температурно-временной суперпозиции. При этом вязкопластичное разрушение происходит в результате сдвиговых деформаций частиц битумного вяжущего относительно друг друга под воздействием касательных напряжений в ослабленных зонах коагуляционных контактов. Хрупкое разрушение происходит в результате адгезионного и когезионного отрыва частиц под воздействием максимальных растягивающих напряжений.

Коэффициент Пуассона асфальтобетона теоретически может изменяться от 0 при абсолютно хрупком состоянии до 0,5 в области пластичности ниже предела текучести. Причем абсолютно хрупкое состояние не характерно для асфальтобетонных покрытий даже при экстремально низких температурах эксплуатации, поэтому расчетный коэффициент Пуассона принято назначать в пределах от 0,15 до 0,5 в зависимости от температурно-временных условий нагружения асфальтобетона.

Анализ результатов исследований показывает, что образование температурных и усталостных трещин в асфальтобетонных покрытиях происходит в основном по смешанному механизму в результате двух противоборствующих процессов упругохрупкого и вязкопластичного разрушения. При повышении вероятности разрыва адгезионных и когезионных связей растягивающими напряжениями предельная деформация и доля необратимой составляющей в момент разрушения асфальтобетона снижаются. Учет особенностей вязкопластичного и хрупкого разрушения позволяет глубже понять природу прочности асфальтобетона, что весьма актуально для повышения сроков службы дорожных покрытий в различных условиях эксплуатации.

2.3. Термофлуктуационная теория деформирования и разрушения битумных материалов

Прочность и реологические свойства битумных материалов зависят от напряженно-деформированного состояния, температуры, времени и режима нагружения. Под воздействием нагрузок в материале постепенно накапливаются остаточные деформации и другие дефекты, определяющие эксплуатационные свойства и долговечность дорожных конструкций.

Прочность твердых тел имеет молекулярно-кинетическую природу и непосредственно зависит от теплового движения атомов и молекул [131]. Временные зависимости прочности, установленные при механических испытаниях различных материалов, указывают на термофлуктуационную природу разрушения, связанную с тепловыми колебаниями атомов, молекул и других структурных единиц. Элементарный акт разрыва межатомных и межмолекулярных связей осуществляется в результате случайных флуктуаций, т.е. отклонений энергии кинетических единиц от среднего значения. По термофлуктуационной теории прочности внешняя сила не

осуществляет непосредственный разрыв межатомных связей, а лишь активизирует термофлуктуационный процесс разрушения.

Системные исследования температурно-временной зависимости прочности твердых тел были организованы в лаборатории физики прочности ФТИ им. А.Ф. Иоффе в начале 50-х годов прошлого столетия под руководством С.Н. Журкова. В результате механических испытаний твердых материалов различной природы установлено, что зависимости долговечности образцов (lg τ) от напряжения σ при разных температурах образуют "веер" прямых, сходящихся при экстраполяции в одной точке с координатой lg τ≈-12÷-13. При более низких температурах крутизна прямых изотерм долговечности lgτ(σ) растет и угол наклона прямых к оси напряжений приближается к 90 град. Установленная экспериментальная зависимость времени до разрушения образцов от уровня растягивающих напряжений и температуры была принята за основу кинетической теории прочности твердых тел.

Кинетическая теория прочности С.Н. Журкова основывается на гипотезе о термофлуктуационном разрыве межатомных связей при элементарном акте процесса разрушения [171]. В соответствии с этой теорией временная зависимость прочности имеет следующий вид.

$$\tau = \tau_0 exp\left(\frac{U_0 - \gamma\sigma}{kT}\right), \tag{36}$$

где τ - долговечность материала от воздействия постоянного напряжения σ;

τ_0 – период колебаний кинетических единиц ($\tau_0 = 10^{-12} - 10^{-13}$ с);

U_0 - начальный активационный барьер в ненапряженном материале;

γ - структурный коэффициент, характеризующий скорость снижения энергии активации при увеличении внутреннего напряжения;

T - абсолютная температура;

k - постоянная Больцмана.

В дальнейшем было установлено, что не все твердые тела разрушаются в зависимости от температурно-временных условий нагружения в соответствии с формулой (36). Формула С.Н. Журкова оказалась не пригодной для аппроксимации статической долговечности многих полимеров, а также асфальтобетонов. Долговременная прочность при растяжении таких материалов описывается следующей эмпирической формулой Г.М. Бартенева [128,132].

$$\tau = B\sigma^{-b} exp\left(\frac{U}{RT}\right), \tag{37}$$

где B - константа, зависящая от структуры материала;

b – показатель степени, характеризующий изменение структуры материала в процессе деформирования;

U - энергия активации процесса разрушения, Дж;

R– газовая постоянная (произведение постоянной Больцмана на число Авогадро), равная 8,314 Дж/К·моль.

Отклонение экспериментальных данных от физически обоснованной зависимости С.Н. Журкова обычно связывают с изменениями структуры материала при деформировании и разрушении, а сама суть термофлуктуационной теории прочности не отвергается [131].

В работах научной школы С.Б. Ратнера получила развитие кинетическая континуальная теория прочности и разрушения полимеров, в которой уравнение С.Н. Журкова дополнено еще одной константой – предельной температурой [133]. Была предложена физически обоснованная теория саморазогрева при циклическом нагружении образцов. Показано, что переход от одного вида нагружения к другому (растяжение, сжатие, изгиб, всестороннее сжатие, сдвиг) отражается на изменении только одной константы γ, а другие физические константы материала сохраняют свое значение при любых видах нагрузки.

Естественно, что исследователи пытались найти физическое обоснование эмпирическим параметрам отклонений долговременной прочности от формулы (36). Известны, по крайней мере, три фундаментальные физические причины, приводящие к отступлению от уравнения С.Н. Журкова [134]. Первой причиной является предпосылка, что скорость процесса разрушения не может превышать скорость звука. Вторая причина связана с обратимостью (самозалечиванием) очагов разрушения при достаточно длительном и циклическом действии малых нагрузок. Частичное восстановление прочности образцов асфальтобетона в период отдыха после циклического нагружения было доказано экспериментальными исследованиями [162,163]. Третьей причиной является выделение тепловой энергии при образовании микродефекта, когда рост трещины проявляется как форма релаксации неравновесной открытой системы, каковой по существу является нагруженное твердое тело.

Временные зависимости прочности (36) и (37) обусловлены разными реологическими состояниями и механизмами разрушения материалов на микроуровне. Формула С.Н. Журкова предполагает хрупкое разрушение, поэтому начальную энергию активации U_0, связывают с разрывом межатомных связей в металлах или с разрывом основных химических связей в полимерах. Формула Г.М. Бартенева отражает кинетический процесс вязкопластичного разрушения. Соответственно энергию активации вязкопластичного деформирования и разрушения U относят к разрушению физических связей, например, перемещению структурных несовершенств в

металлах или разрыву межмолекулярных связей в полимерах. Экспериментально установленная величина энергии активации вязкопластичного разрушения полимеров оказывается, как правило, существенно выше энергии активации хрупкого разрушения. Вязкопластичное деформирование и разрушение полимера реализуется через одновременный разрыв и перемещение большего числа межмолекулярных связей за одну тепловую флуктуацию. Поэтому процессы хрупкого разрушения и пластического деформирования – это процессы с разной начальной энергией активации.

Следует отметить, что определение временной зависимости прочности асфальтобетона является трудоемким процессом. Необходимо не только с высокой точностью обеспечить термостатирование образцов при разных температурах в течение длительных периодов их испытаний в режиме ползучести, но и оценивать статистическую достоверность времени до разрушения при высоком разбросе значений по логарифмически нормальному закону распределения. Тем не менее, временная зависимость прочности асфальтобетона в достаточно широких диапазонах температур была доказана и соответствует зависимости (37) [128,132].

Временные зависимости прочности асфальтобетона отражают вязкопластичный механизм разрушения, связанный с постепенным накоплением структурных дефектов и остаточных деформаций в нагруженном образце. Долговременная прочность асфальтобетона и вязкость применяемого битума при одной и той же температуре испытания взаимосвязаны прямой пропорциональной зависимостью. Структурный тип битума определяет восприимчивость долговременной прочности асфальтобетона к температуре. По результатам испытаний песчаных асфальтобетонов типа Г на битумах структурных типов «золь» и «золь-гель» (марок БН 90/130 и БНД 90/130) на долговременную прочность при изгибе было установлено, что энергия активации вязкопластичного разрушения U практически не зависит от температуры в интервале температур от +50 до -15°С [132]. При этом энергия активации разрушения асфальтобетона и энергия активации вязкого течения битума согласуются между собой [169].

Кривые долговременной прочности асфальтобетонов на битумах двух структурных типов при двух температурах испытания приведены на рис. 28.

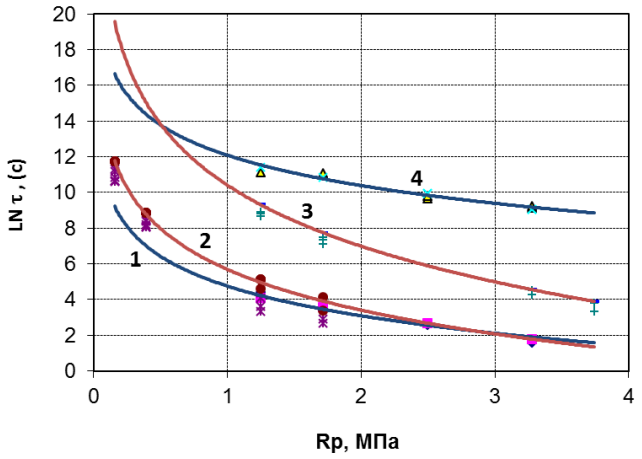


Рисунок 28. Долговременная прочность на растяжение при изгибе асфальтобетонов на битумах разных структурных типов: 1,2 - при температуре 20 °С соответственно для битумов типа «золь» и «золь-гель»; 3,4 - при температуре 0 °С соответственно для битумов типа «золь-гель» и «золь»

Из рисунка следует, что прочность асфальтобетона изменяется в широких пределах в зависимости от температурно-временных условий нагружения. Существенное влияние на температурную зависимость долговременной прочности асфальтобетона оказывает структурный тип битума. Судя по изменению долговечности в зависимости от температуры более высокой энергией активации вязкопластичного разрушения характеризуется асфальтобетон на основе битума структурного типа «золь» по сравнению с битумом типа «золь-гель».

Вязкопластичное разрушение асфальтобетона протекает по прослойкам битума, не затрагивая более прочные частицы минерального материала (рис. 21). При этом величину прочности и характер зависимости реологических свойств от температуры и времени нагружения определяют межмолекулярные связи битумного вяжущего. Частицы дисперсной фазы асфальтобетона, как и коллоидной структуры битума связаны между собой коагуляционными связями через прослойки дисперсионной среды [4]. Такие системы можно представить в виде нерегулярной пространственной сетки, в узлах которой находятся частицы дисперсной фазы. Взаимодействие между ними происходит посредством кинетических единиц дисперсионной среды, которые более подвижны, чем частицы дисперсной фазы. Битумные связи в асфальтобетоне различаются между собой как прочностными характеристиками, так и направлением в пространстве векторов взаимодействий. Под воздействием нагрузки часть структурных связей оказывается в перенапряженном состоянии. Именно они и определяют необратимые деформации и усталостные повреждения в асфальтобетоне.

Долговременная (усталостная) прочность асфальтобетона имеет релаксационную природу. Эмпирическую временную зависимость прочности асфальтобетона (37) как и формулу С.Н. Журкова (36) можно трактовать на основе представлений статистической физики. В соответствии с квантовой механикой любая самостоятельную кинетическую единицу представляет собой осциллятор, который совершает тепловые колебания около положения равновесия [1]. В соответствии с квантовой гипотезой Планка энергия осциллятора ε_ν принимает вполне определенные дискретные значения, равные целому числу порций энергии – квантов.

$$\varepsilon_\nu = n\varepsilon = n\hbar\nu \,, \tag{38}$$

где $n = 0, 1, 2, \ldots, \infty$;
$\hbar$ – постоянная Планка;
ν – частота колебаний осциллятора.

Распределение осциллятора по вероятным дискретным энергетическим состояниям описывается законом распределения Больцмана [135]. Вероятность нахождения осциллятора в состоянии с энергией $n\varepsilon$ определяется по формуле

$$p_n = Cexp\left(-n\frac{\varepsilon}{kT}\right), \tag{39}$$

где C – постоянная, определяемая из условия нормировки

$$\sum_{n=0}^{\infty} p_n = 1 \,, \tag{40}$$

$$C = \frac{1}{\sum_{n=0}^{\infty} exp\left(-n\frac{\varepsilon}{kT}\right)} \,, \tag{41}$$

Если известна вероятность нахождения осциллятора в состоянии с дискретным значением энергии $\varepsilon_\nu = n\hbar\nu$, то легко можно определить вероятность состояния с энергией равной или превышающей потенциальный барьер $E \geq U_0$. Вероятность прорыва частицей энергетического барьера будет равна сумме вероятностей состояний частицы с энергией большей, чем начальный потенциальный барьер U_0.

$$\omega_ф = \sum_{n=n_1}^{\infty} p_n = Cexp\left(-\frac{n_1\varepsilon}{kT}\right) = Cexp\left(\frac{U_0}{kT}\right), \tag{42}$$

где n_1 – число квантов, при котором энергия осциллятора равна или превышает потенциальный энергетический барьер.

---

[1] Осциллятором называется колебательная система, в которой могут возбуждаться собственные гармонические колебания.

Исходя из законов статистической физики необратимое перемещение частиц битума относительно друг друга можно характеризовать по аналогии с разрывом межатомных связей. При наложении внешней силы суммарный потенциальный рельеф взаимодействия частиц битума искажается. Необходимая для перемещения частицы энергия активации в направлении действия силы уменьшается, а для перемещения этой же частицы в противоположном направлении, наоборот, увеличивается [136]. Таким образом, вектор внутреннего напряжения, приходящийся на конкретную межмолекулярную связь, может, как ослабить, так и усилить ее действие в зависимости от направления в пространстве. Если в качестве самостоятельной кинетической единицы рассматривать не атом, а молекулу дисперсионной среды битума, которая связана с частицами окружающего материала несколькими связями, то ее перемещение будет определяться вероятностью одновременного разрыва этих связей, удерживающих кинетическую частицу в устойчивом состоянии.

При стохастическом характере распределения межмолекулярных и коагуляционных связей в прослоеках битума и соответственно одинаковую вероятность как ослабляющего, так и усиливающего действия внутреннего напряжения представляем вероятность разрыва i-й связи в следующем виде.

$$\omega_i = Cexp\left(-\frac{U_i \mp 0{,}5\gamma\sigma}{kT}\right), \qquad (43)$$

где U_i – энергетический барьер i-й связи;

σ - внутреннее напряжение;

γ - структурный коэффициент, характеризующий влияние напряжения на энергетический барьер.

В этом случае вероятность одновременного разрыва совокупности связей, удерживающих кинетическую единицу в устойчивом состоянии, будет равна произведению их вероятностей:

$$\omega_{\text{ф}} = C^N \prod_{i=1}^{N} exp\left(-\frac{U_0 - 0{,}5\gamma\sigma + 0{,}5\gamma\sigma}{kT}\right) = C^N exp\left(-\frac{NU_0}{kT}\right), \qquad (44)$$

где N – среднее статистическое число связей, удерживающих частицу в устойчивом состоянии, или координационное число системы в терминах теории перколяции [137].

Отсюда следует, что вероятность возбужденного состояния и соответственно перемещения частиц битума зависит от суммарной энергии взаимодействия их с окружающими частицами. Энергия активации является кратной потенциальному барьеру и тепловой энергии системы, но не зависит от уровня действующих напряжений. Для перемещения смежных частицы битума относительно друг друга необходимо затратить энергию на разрыв нескольких межмолекулярных связей. Можно предположить, что число связей

зависит от размера и плотности упаковки кинетических единиц. Тогда отношение энергии активации к потенциальному энергетическому барьеру характеризует среднее число связей, удерживающих кинетические единицы в устойчивом состоянии. Так как наиболее подвижными кинетическими единицами являются молекулы дисперсионной среды (масла и частично смолы), то именно они оказывают основное влияние на когезию и эффективную вязкость битумов и асфальтобетонов, находящихся в вязкопластичном реологическом состоянии.

Термофлуктуационная природа необратимого деформирования жидкости отражена в теориях Я.И. Френкеля [138,139], Г. Эйринга [140] и др. Экспоненциальные уравнения вязкости от температуры использованы Юеллом, Панченковым, Раманом и др. Температурные зависимости вязкости дорожных битумов в диапазоне технологических температур установлены М.Ф. Никишиной и М.П. Волоровичем [141,142]. Они хорошо описываются прямыми линиями в координатах Аррениуса. Однако испытывая и обрабатывая экспериментальные данные, полученные в области неньютоновского течения, необходимо учитывать зависимость вязкости битума от скорости сдвига.

Активационная природа деформирования битумов различной структуры была подтверждена результатами испытаний в широком диапазоне эксплуатационных температур от +50 до -30°С [156]. Показатели вязкости битумов определяли в области условно неразрушенной структуры (при малых скоростях деформирования порядка 10^{-6} -10^{-7} $с^{-1}$) при плоскопараллельном сдвиге и изгибе образцов-балочек. Описание соответствующих методов испытаний приведено в монографиях [50,59]. При высоких температурах от +50 до +10°С образцы битумов испытывались на пластометре в условиях чистого сдвига. При низких температурах от +20 до -30°С те же битумы испытывались с помощью эластоупругомера в режиме ползучести при изгибе под воздействием постоянных нагрузок. Термофлуктуационная природа необратимого деформирования дорожных битумов была подтверждена как при плоскопараллельном сдвиге, так и при изгибе образцов [143].

Корреляционная связь между энергией активации и предэкспонентным членом температурных зависимостей вязкости битумов приведена на рис. 29. Значения вязкости битумов разных марок при различных температурах и параметры соответствующих уравнений регрессий, характеризующихся высокими коэффициентами детерминации ($R^2 > 0{,}997$), приведены в табл. 9.

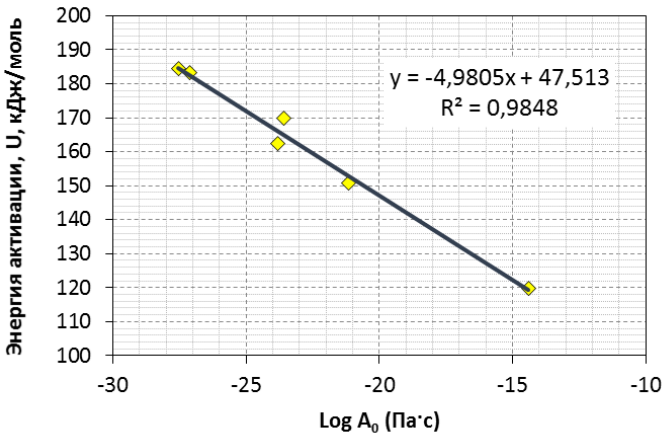


Рисунок 29. Корреляция между параметрами Аррениусовых зависимостей вязкости битумов

Таблица 9 – Реологические свойства битумов разных марок

Наименование показателей	БНД 40/60	БН 40/60	БНД 90/130	БН 90/130	БНД 200/300	БН 200/300
Тип дисперсной структуры	Золь-гель	Золь	Золь-гель	Золь	Золь-гель	Золь
Логарифм вязкости (Па·с):						
при температуре 40 °С	5,64	4,77	4	3,35	3,27	3,25
« « 20 °С	6,98	6,67	5,63	5,38	5,02	5,28
« « 0 °С	8,52	8,95	7,7	8,3	7,22	7,75
« « -20 °С	10,35	11,43	9,96	10,67	9,68	10,53
Модель вязкости: $\eta = A_0 exp\left(\frac{U}{RT}\right)$						
$\mathrm{Log}(A_0)$	-14,40	-23,58	-21,16	-27,12	-23,82	-27,54
U, кДж/моль	119,9	169,8	150,7	183,3	162,3	184,4
Глубина проникания иглы, 0,1мм:						
при температуре 25°С	41	40	103	105	224	201
« « 0°С	20	13	36	24,7	48	34
Растяжимость, см:						
при температуре 25°С	40	>100	96,3	>100	72	>100
« « 0°С	0,6	0	7	0	27,5	>100
Температура размягчения по КиШ, °С	52	51,7	45,8	42	35,5	36,1
Температура хрупкости по Фраасу, °С	-14	-6	-18	-9,3	-20	-14,8

По результатам проведенных исследований энергия активации битумов зависит от качества дисперсионной среды и находится в пределах от 100 до 200

кДж/моль [24]. Энергия активации необратимого деформирования оказалась значительно выше у остаточных битумов структурного типа «золь» по сравнению с окисленными битумами типа «золь-гель». При этом различие между ними убывает в направлении от более вязких к менее вязким битумам. Так для битумов марок БНД 40/60 и БН 40/60 разница энергий активации составила 42 %, для БНД 90/130 и БН 90/130 – 22 %, а для марок БНД 200/300 и БН 200/300 около 14 %.

Для более однородных битумов структурного типа «золь», характеризующихся дисперсионной средой структурированной смолами и предположительно более «плотной» упаковкой кинетических единиц, характерна более высокая энергия активации вязкого течения U, тогда как для дисперсных битумов со структурой типа «золь-гель» и тем более «гель» она заметно ниже, что вероятно связано с большей подвижностью молекул дисперсионной среды.

По представленным в табл. 9 данным установлена следующая корреляция энергии активации и интервала пластичности битума (рис. 30).

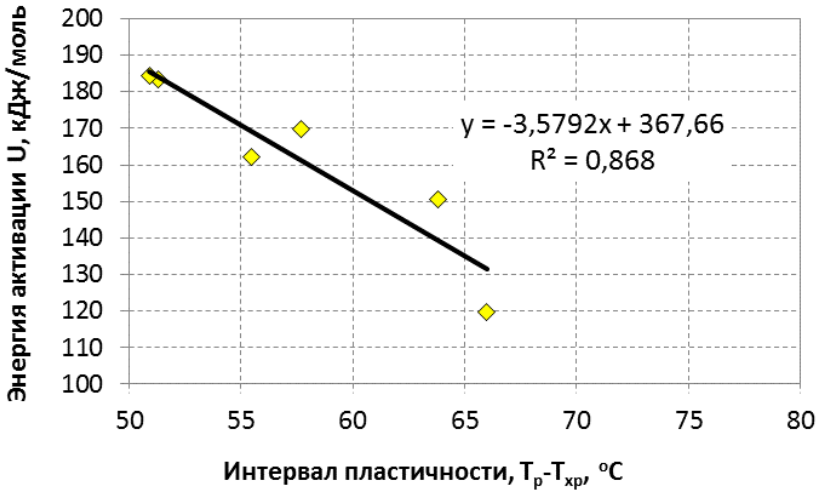


Рисунок 30. Связь энергии активации с интервалом пластичности исследуемых битумов

При расширении интервала пластичности снижается энергия активации деформирования как самого битумного вяжущего, так и асфальтобетона, приготовленного на его основе. Соответствующие экспериментальные закономерности прослеживаются в результатах многочисленных испытаний битумов и асфальтобетонов, которые проводились в нашей стране и за рубежом. Поэтому энергию активации следует отнести к универсальному показателю, характеризующему восприимчивость к температуре не только битумов, но и асфальтобетонов на их основе, на что указывают установленные взаимосвязи между реологическими свойствами битума и асфальтобетона [144].

Интересно отметить, что численные значения энергий активации вязкого течения битумов по табл. 9 оказались примерно в 2 раза выше энергий активации диффузии н-алканов в полиэтилене, которые находятся в линейной зависимости от эффективного диаметра молекул диффузанта [145]. С помощью графической экстраполяции указанной зависимости к энергиям активации вязкого течения битумов были определены соответствующие размеры молекул дисперсионной среды вяжущих на рис. 31 [146].

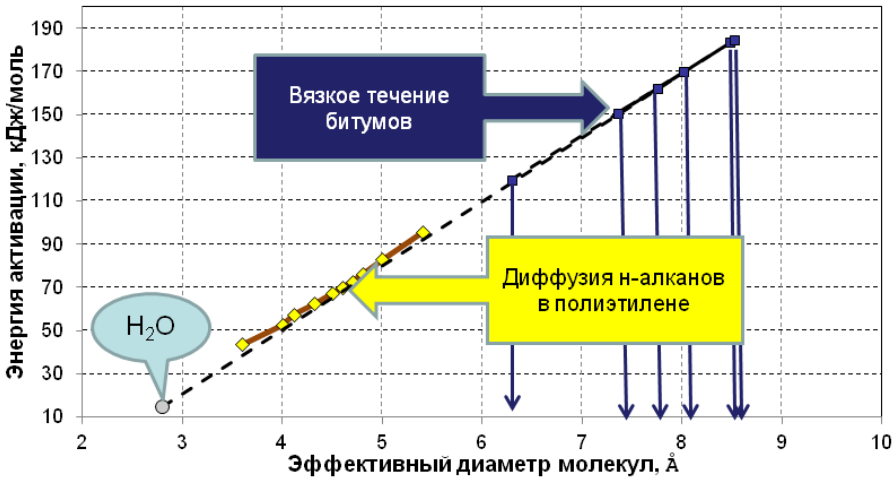


Рисунок 31. Зависимость энергии активации от размера кинетических единиц

Из рисунка следует, что диаметры молекул, соответствующие значениям энергии активации вязкого течения, находятся в пределах от 6 до 9 ангстремов. Эти размеры близки к расчетным расстояниям между частицами дисперсной фазы в асфальтобетоне [66]. Эффективный диаметр молекул испытанных битумов также подтверждает существующие представления о размерах частиц дисперсионной среды. Поэтому взаимосвязь энергии активации вязкопластичного деформирования и разрушения с эффективным диаметром наиболее подвижных молекул дисперсионной среды может оказаться универсальной.

Отклоняясь от темы интересно отметить, что известные данные об эффективном диаметре молекул воды и зависимости ее вязкости от температуры также разместились на прямой рис. 31. На представленной экстраполяции эффективный диаметр воды (H_2O) соответствует 2,7 Å, что близко к среднему размеру молекулы воды, установленному другими методами. При этом расхождение между сравниваемыми значениями эффективного диаметра молекулы воды не превышает 5 %. Кроме того, из линейной зависимости энергии активации от размера кинетических единиц следует, что в результате приращения эффективного диаметра молекулы на 1 Å энергия активации изменяется примерно на 29 кДж/моль, а при энергии активации $U = 0$ обнаруживается эффективный диаметр 2,15 Å,

соответствующий размеру одноатомной молекулы гелия, что весьма любопытно, т.к. именно гелий обладает сверхтекучестью при абсолютной температуре 0 К.

Возвращаясь к теме можно заключить, что, исходя из основополагающих законов статистической физики термофлуктуационное уравнение долговременной прочности С.Н. Журкова трансформируется в эмпирическое уравнение Г.М. Бартенева, которое наиболее адекватно описывает результаты испытаний асфальтобетона на долговременную прочность. Необратимое деформирование и вязкопластичное разрушение асфальтобетона связано с термофлуктуационными тепловыми колебаниями кинетических единиц битума. При этом энергия активации вязкопластичного деформирования и разрушения является универсальным показателем, характеризующим восприимчивость к температуре, как битума, так и асфальтобетона. Величина энергии активации зависит от структуры применяемого битума. По результатам испытаний она существенно выше у остаточных битумов структурного типа «золь» по сравнению с окисленными битумами типа «золь-гель» и тем более «гель» при равных глубинах проникания иглы при 25°С. На основании проведенных исследований подтверждена гипотеза о связи энергии активации вязкопластичного деформирования и разрушения с размером кинетических единиц, в роли которых выступают наиболее подвижные молекулы дисперсионной среды.

2.2. Усталостная прочность

Асфальтобетонные покрытия в процессе эксплуатации подвергаются многократным циклическим воздействиям транспортных нагрузок, температуры и других факторов, приводящих к постепенному накоплению остаточных деформаций и образованию трещин. Усталостные трещины образуются под воздействием растягивающих напряжений. Нарушение сплошности материала происходит из-за отрыва частиц друг от друга в результате достижения предельной деформации при растяжении. Сам процесс постепенного разрыхления структуры, накапливания повреждений и появления локальных трещин в результате воздействия циклической нагрузки называется усталостью, а способность материала сопротивляться усталости - выносливостью.

Испытания на усталость проводят при различных температурах, схемах и режимах циклического нагружения образцов. Наибольшее распространение получили испытания на усталость асфальтобетонных образцов-призм при 2-х, 3-х и 4-х точечном изгибе. Применяются и другие методы испытаний образцов асфальтобетона при растяжении, расколе, и сжатии.

Методы испытаний асфальтобетона на усталость стандартизированы во многих странах. Предложены различные критерии усталостной прочности,

основанные на параметрах эмпирической кривой усталости, оценке диссипативных потерь энергии и других эффектах. Эти критерии призваны прогнозировать отказ асфальтобетона сопротивляться циклическим нагрузкам. В качестве стандартного критерия обычно принимают количество циклов нагружения образца, при котором его предел прочности, жесткость или модуль упругости достигнет половины своей первоначальной величины.

Испытания образцов на усталость могут проводиться как при воздействии циклических напряжений одного и того же знака, так и при моделировании реакции основания. Серверные устройства современных испытательных машин способны поддерживать заданный режим нагружения, контролировать усилия и деформации в каждом цикле нагружения. Под действием знакопеременных напряжений механизм разрыва пленок битума в образце очевидно отличается от случая одностороннего приложения нагрузки, т.к. в первом случае макромолекулы вяжущего не успевают ориентироваться в направлении действия растягивающего напряжения и реализовать проскальзывание [147]. Условия самозалечивания микроповреждений в рассматриваемых режимах нагружения асфальтобетона также различаются между собой.

Метод расчета монолитных слоев нежестких дорожных одежд на сопротивление растяжению при изгибе базируется на исследованиях усталостной прочности асфальтобетона в режиме заданной амплитуды напряжений. Для определения усталостной прочности применительно к расчетному периоду года был принят режим испытания образцов с длительностью цикла нагружения 0,1 с и интервалами между отдельными импульсами 1 с [148].

Форма циклических нагрузок при испытании на усталость не регламентируется. Чаще всего на образец воздействуют синусоидальной нагрузкой в режиме заданной постоянной амплитуды напряжений или постоянной амплитуды деформаций. Частота нагружения обычно задается в диапазоне от 1 до 60 Гц. Амплитуду и частоту прикладываемой нагрузки рекомендуется выбирать в зависимости от области применения асфальтобетона в дорожном покрытии: толщины асфальтобетонного покрытия и скоростного режима движения транспортных средств по покрытию [149].

Зависимость между числом циклов нагружения материала до разрушения и амплитудой нагрузки чаще всего представляют в логарифмических координатах. При варьировании амплитудами нагружения экспериментальные кривые усталости асфальтобетона описываются степенными зависимостями следующего вида:

$$\sigma = \sigma_1 N^{-m_\sigma} , \qquad (45)$$

$$\varepsilon = \varepsilon_1 N^{-m_\varepsilon}\ , \qquad (46)$$

где σ, ε – задаваемые амплитуды напряжения и относительной деформации в каждом цикле нагружения;

σ_1, ε_1 – однократное разрушающее напряжение (предел прочности) и соответственно предельное относительное удлинение при заданной длительности кратковременного нагружения;

N - число повторных нагрузок, которое выдерживает асфальтобетон до момента разрушения;

m_σ, m_ε - коэффициенты усталости, зависящие от состава и условий испытания асфальтобетона.

Степенные зависимости могут быть представлены в виде прямых линий в логарифмических координатах $Log\ \sigma - Log\ N$ или $Log\ \varepsilon - Log\ N$. Более крутой наклон линий к оси времени означает более быстрое снижение прочности материала при увеличении числа циклов нагружения или же меньшую зависимость предельного числа циклов от амплитуды нагружения. По величине угла наклона кривой усталости к оси времени судят об усталостной долговечности асфальтобетона. Экспериментально показано, что в случае повышения плотности и снижения остаточной пористости асфальтобетона усталостная стойкость образцов повышается не зависимо от режима испытаний [150,151].

По эффекту разрушающего действия режимы нагружения образцов при постоянной амплитуде напряжений и постоянной амплитуде деформаций оказываются не однозначными [152]. Поэтому выводы по результатам усталостных испытаний асфальтобетона двумя указанными методами зачастую являются предметом дискуссий. Так при оценке влияния реологических свойств асфальтобетона на выносливость или количество циклов до разрушения сравниваемые режимы нагружения приводят к противоположным результатам. В режиме заданной амплитуды напряжений выносливость образцов оказывается тем выше, чем жёстче асфальтобетон [153]. Однако при испытании образцов в режиме постоянной амплитуды деформации выносливость асфальтобетона с повышением его жесткости, наоборот, снижается [154].

Известно, что с увеличением числа циклов нагружения происходит постепенное снижение жесткости и модуля упругости асфальтобетона, причем независимо от принятого метода испытаний на усталость [155]. Уровень напряженного состояния образцов асфальтобетона в процессе испытаний при постоянной амплитуде напряжений и постоянной амплитуде деформаций изменяется по-разному (рис. 32).

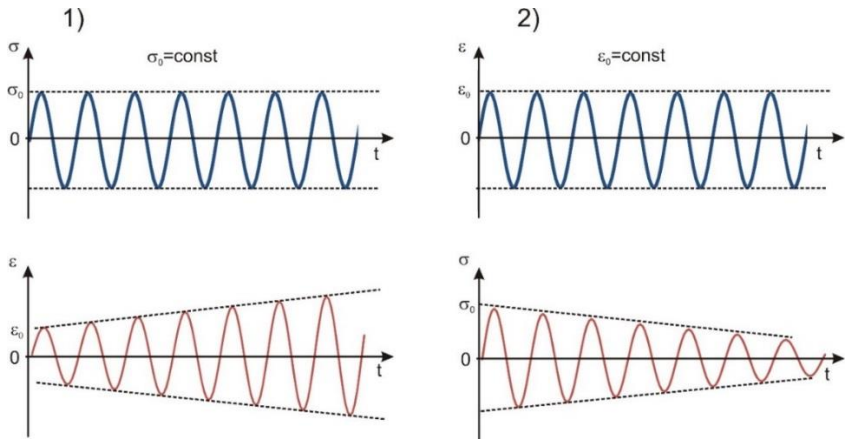


Рисунок 32. Влияние на усталость режима испытания: 1 – постоянная амплитуда напряжений; 2 – постоянная амплитуда деформаций.

В первом случае в течении всего периода испытаний переменная амплитуда деформации увеличивается вплоть до разрушения образца, а во втором случае, наоборот, переменная амплитуда напряжений с увеличением количества циклов нагружения снижается. Соответственно работа деформирования в каждом последующем цикле увеличивается в первом случае, а во втором, наоборот, постепенно снижается. Это связано с энергией диссипации, которая характеризует интенсивность накопления разрушенных внутриструктурных связей. Большая величина энергии диссипации свидетельствует о низкой усталостной долговечности [3]. Отсюда можно сделать вывод, что усталостные испытания асфальтобетона в режиме заданной амплитуды напряжений являются гораздо более жесткими, чем испытания в режиме заданной амплитуды деформации.

В результате циклических испытаний на растяжение при изгибе в режиме заданной амплитуды деформаций установлен предел усталости, при котором образцы асфальтобетона не разрушаются, а в режиме заданной амплитуды растягивающих напряжений такой предел не обнаруживается. В зависимости от состава асфальтобетона предельная относительная деформация растяжения установлена в пределах от $7 \cdot 10^{-5}$ до $4 \cdot 10^{-4}$ [156,157].

Для сравнения методик испытаний на усталость при двух режимах нагружения рассмотрим, как изменяется модуль упругости асфальтобетона в течение испытаний. Если принять по аналогии с (45-46) степенную зависимость модуля упругости асфальтобетона от количества циклов нагружения, то легко установить следующую взаимосвязь между коэффициентами усталости при различных режимах нагружения:

$$m_E = m_\sigma - m_\varepsilon \,, \tag{47}$$

где m_E - коэффициент усталости по модулю упругости или тангенс угла наклона усталостной кривой в логарифмических координатах $Log\ E - Log\ N$;

m_σ – коэффициент усталости по напряжению или тангенс угла наклона усталостной кривой в логарифмических координатах $Log\ \sigma - Log\ N$;

m_ε – коэффициент усталости по деформации или тангенс угла наклона усталостной кривой в логарифмических координатах $Log\ \varepsilon - Log\ N$.

Зависимость модуля упругости асфальтобетона от количества циклов нагружения была представлена логарифмической зависимостью [158].

$$E = E_1 - B \cdot LnN\ , \tag{48}$$

где E – модуль упругости при заданном числе нагружений, МПа;

E_1 - начальный модуль упругости, МПа;

B - эмпирический коэффициент;

N - количество циклов нагружения.

Однако независимо от режима нагружения эта зависимость справедлива лишь в ограниченном временном интервале испытаний. На кривой усталости, построенной в промежутке от начала испытания до момента разрушения образца, можно выделить три характерные зоны [159,160]. Типичная кривая усталости асфальтобетона, построенная по выходному параметру модуля упругости, представлена на рис. 33.

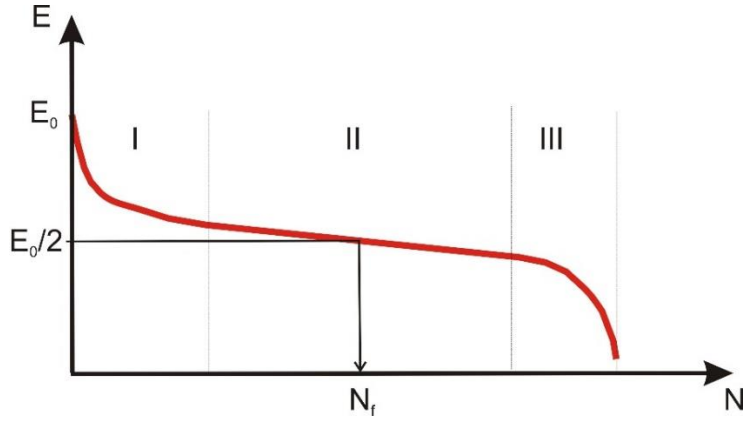


Рисунок 33. Зависимость модуля упругости от числа циклов нагружения

I зона в начале испытания характеризуется быстрым падением модуля упругости при первых циклах нагружения и замедлением при последующих. Считается, что в этой зоне происходит адаптация структуры асфальтобетона к заданному режиму циклического нагружения.

II зона в середине испытания или зона установившегося процесса усталости отражает медленное квазилинейное падение модуля упругости вследствие постепенного накопления повреждений в образце.

III зона в конце испытания отражает фазу разрушения в течение которой происходит ускоренное развитие магистральной трещины вплоть до нарушения сплошности образца.

В I зоне наряду с быстрым падением модуля упругости наблюдается увеличение угла сдвига фаз между напряжением и деформацией, что связывают с разогревом материала под воздействием циклических нагрузок. Было показано, что при первых циклах приложения нагрузки температура образца асфальтобетона повышается примерно на 0,5°С, после чего стабилизируется [161].

При обработке сигналов с датчиков измерений наблюдается стохастическое колебание значений модуля упругости относительно усредненной линии тренда. Причем даже при хорошо контролируемых условиях испытаний наблюдается высокий разброс показателей жесткости. О точности усталостных испытаний асфальтобетона на одноосное растяжение-сжатие с помощью двух испытательных машин различных производителей можно судить по рис. 34, заимствованному из [161].

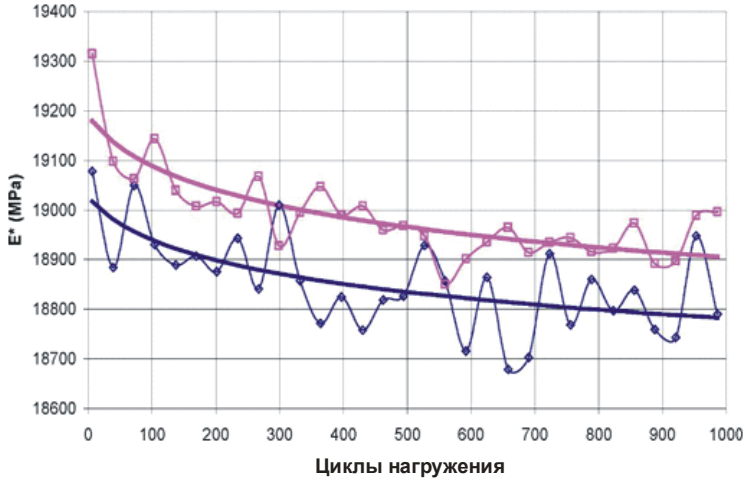


Рисунок 34. Сравнение комплексного модуля упругость асфальтобетона в зависимости от циклов нагружения при испытании на 2-х машинах

Размах колебаний модуля упругости, установленный в ближайших циклах нагружения, находится в пределах от 0 до 150 – 200 МПа. Среднее квадратичное отклонение модуля упругости от линий тренда составляет 0,2 % и 0,31 %, а сами кривые трендов смещены на 0,75 % по оси ординат относительно друг друга. По мнению автора эксперимента такое различие является не высоким и могло быть связано с разницей температур испытаний, т.к. средняя температура сравниваемых образцов, измеренная во время испытаний, составила 10°С и 10,4°С. С учетом сходимости и воспроизводимости механических показателей асфальтобетона такая точность результатов испытаний на усталость является вполне приемлемой.

В диссертационной работе [158] испытания на усталость асфальтобетонных образцов проводились по схеме 4-х точечного изгиба. При этом максимальный разброс модуля упругости при 20°С в ближайших циклах

нагружения относительно линии тренда составлял приблизительно ±150 МПа (рис. 35).

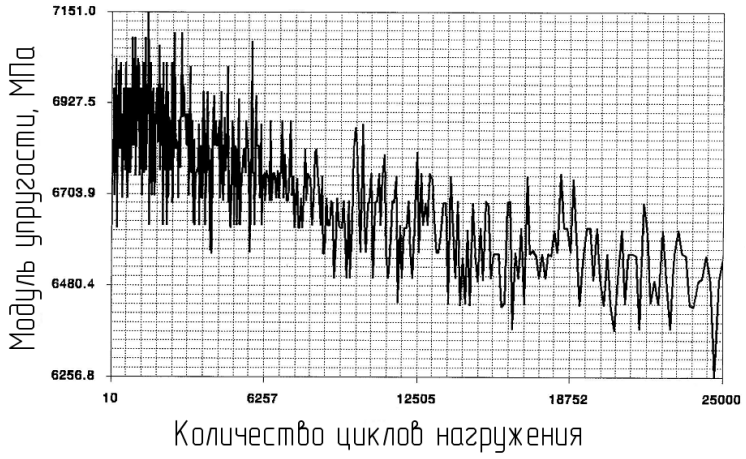


Рисунок 35. Фрагмент испытаний на усталость при 4-х точечном изгибе асфальтобетона типа Б на битумно-резиновом вяжущем при температуре 20ºС

Локальные экстремумы модуля упругости асфальтобетона на кривой усталости предлагается рассматривать как результат двух противоборствующих процессов. Минимумы модуля упругости очевидно соответствуют увеличению воздушной фазы при образовании микроповреждений в объеме образца. Максимумы модуля упругости могут быть вызваны актами самозалечивания микроповреждений и включением в работу новых связей. В целом же усталость представляется как интегральный процесс постепенного накопления микроповреждений в образце асфальтобетона.

В реальных условиях эксплуатации дорожных покрытий наряду с усталостью, проявляющейся в снижении модуля упругости и механической прочности асфальтобетона под воздействием многократных нагрузок, возможно самозалечивание дефектов и частичное восстановления структурных связей. Явление восстановления структуры по своей сути является противоположным усталости. Оно проявляется у материалов с коагуляционной структурой под воздействием сжимающих напряжений, на что указывает, например, слеживаемость гранулята старого асфальтобетона и холодных асфальтобетонных смесей.

Эффект восстановления структуры асфальтобетона целенаправленно исследовали в лабораторных условиях, например, по результатам определения прочности образцов при одноосном растяжении [162]. Две части разрушенного образца сжимали в течение 10 с давлением 0,8 бар, после чего выдерживали при постоянной температуре под давлением собственного веса в вертикальном положении. Через определенный промежуток времени частично восстановленный образец снова испытывался на растяжение. Степень

восстановления структуры оценивалась соотношением аутогезионной и первоначальной прочности асфальтобетона. В итоге эксперимента было показано, что восстановленная прочность зависит от температуры испытания, температуры хранения и продолжительности хранения образцов до момента их повторного испытания.

Испытания на усталость проводятся, как правило, в непрерывном режиме циклического нагружения образцов, тогда как в дорожном покрытии нагружение сопровождается периодами отдыха, зависящими от скорости и интенсивности движения автомобилей. Экспериментально было установлено, что в периоды отдыха предварительно подвергнутого циклическому нагружению асфальтобетонного образца, происходит частичное восстановление прочности и модуля упругости [163,164,165].

Эффект самовосстановления структуры асфальтобетона в процессе эксплуатации покрытий изучен пока недостаточно. Тем не менее полученные результаты исследований указывают на повышение его значимости при увеличении продолжительности периода отдыха, температуры, содержания и глубины проникания иглы битумного вяжущего. Подобное действие оказывают перечисленные выше факторы на коэффициент пластичности асфальтобетона, что дает основание и возможность учитывать эффект самовосстановления структуры при моделировании долговечности асфальтобетонных покрытий.

На усталостную прочность асфальтобетона оказывают влияние многие факторы. В действующем методе расчета монолитных слоев нежестких дорожных одежд на сопротивление растяжению при изгибе характеристики плотных асфальтобетонов назначаются в зависимости от марки применяемого битума. Экспериментальные данные для расчета асфальтобетонных слоев на растяжение при изгибе были получены в Ленинградском филиале Союздорнии. Основополагающие расчетные характеристики плотных асфальтобетонов при 0°С приведены в табл. 10 [153].

Таблица 10 – Расчетные характеристики плотных асфальтобетонов при 0°С

Марка битума по глубине проникания иглы при 25 °С	Предел прочности на растяжение при изгибе, σ_1, МПа	Коэффициент усталости, m_σ	Модуль упругости E_0, МПа
40/60	10	0,15	8000
60/90	12	0,17	6000
90/130	15	0,2	4500
130/200	18	0,23	3500
200/300	20	0,27	2500

Данные таблицы получены как средние значения результатов испытаний асфальтобетонных образцов-балочек на растяжение при изгибе в режиме заданной амплитуды напряжений. Коэффициент усталости при этом повышается при увеличении глубины проникания иглы битума. При большом количестве циклов нагружения выносливость образцов оказывается тем выше, чем больше вязкость битума и жесткость самого асфальтобетона.

Расчетный предел прочности на растяжение при изгибе увеличиваются по мере снижения вязкости битума и жесткости асфальтобетона, однако это является следствие экстраполяции по кривой усталости. Здесь следует отметить, что экспериментальная прочность асфальтобетона при растяжении проходит через максимум в зависимости от консистенции битума (рис. 25), поэтому в зависимости от условий нагружения и жесткости материала может как повышаться, так и понижаться.

По расчетным характеристикам из табл. 10 многоцикловая усталостная прочность оказывается выше у более жесткого асфальтобетона. Если же проводить испытания на усталость в режиме постоянной амплитуды деформаций, то время до разрушения образцов оказывается выше у менее жесткого асфальтобетона, как и предельная деформация растяжения при одноразовом нагружении. В качестве примера можно сослаться на экспериментальные данные, полученные при испытании асфальтобетона в режиме заданной амплитуды деформации, где был установлен рост выносливости (числа циклов до разрушения) при повышении температуры испытания от +5 до +15°С, как и в случае применения менее вязких марок битумов по пенетрации, начиная от марок В 45 до В 200 [154]. Аналогичный эффект обнаруживается при увеличении содержания битума в смеси.

Становится ясно, что перейти от лабораторной выносливости образцов к усталостному трещинообразованию асфальтобетона в дорожной конструкции не так просто, как это представляется на первый взгляд. Из-за отсутствия четких теоретических представлений об усталости асфальтобетона и влиянии его напряженно-деформированного состояния предлагалось испытывать образцы уложенными на упругое основание [166].

С практической точки зрения рекомендуется придерживаться следующих правил:

- верхние слои малой толщины (3-5 см) следует устраивать из высокодеформативных асфальтобетонные смесей, а их усталостную прочность оценивать в условиях заданной амплитуды деформации;

- при больших толщинах слоев (свыше 12 см) целесообразно применять жесткие смеси, а их усталостную прочность оценивать испытаниями при заданной амплитуде напряжения [167].

Влияние температуры испытания и частоты прикладываемой нагрузки на усталостную долговечность асфальтобетона было исследовано в

диссертации [149]. Установленные закономерности усталостной долговечности приведены на рис. 36.

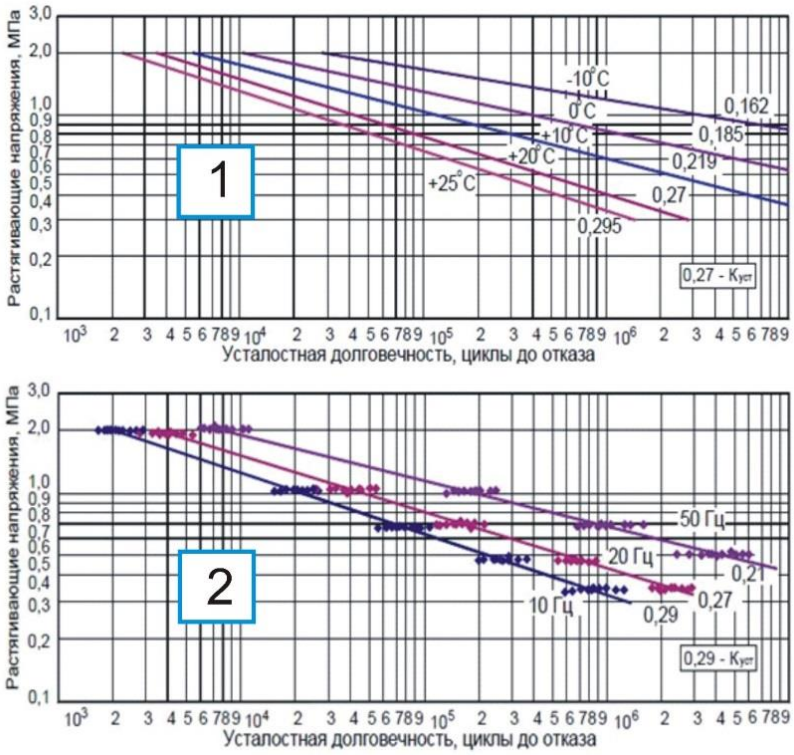


Рисунок 36. Влияние температуры (1) и частоты приложения нагрузки (2) на усталостную долговечность асфальтобетона

Коэффициенты усталости, приведенные на рисунке, зависят от температуры и частоты нагружения, причем подчиняются известному принципу температурно-временной аналогии (ТВА). Значения коэффициентов усталости согласуются с величинами коэффициентов пластичности, установленными при испытании образцов-балок на ползучесть при изгибе от воздействия статической нагрузки [168,169].

Необходимо также отметить, что импульсные напряжения одного и того же знака влияют на процесс накопления повреждений в асфальтобетоне практически так же, как и статическая нагрузка, на что указывает подобие сравниваемых кривых ползучести. Для нахождения среднего времени до разрушения при различных режимах нагружения были разработаны статистические модели разрушения твердых тел, основанные на физических представлениях о дефектах и элементарных актах процесса разрушения [170]. Используя гипотезу необратимости процесса разрушения от действующих нагрузок установлена связь между временами до разрушения материала при различных режимах нагружения, что подтверждено экспериментально при испытании органического стекла [171].

Исходная гипотеза необратимости процесса разрушения материалов основывается на предпосылке, рассматривающей потерю прочности в виде

кинетического процесса, который начинается с момента приложения к телу любых, сколь угодно малых напряжений. Математическое выражение эта гипотеза нашла в принципе линейного суммирования повреждений.

$$\sum_0^{t_\text{р}} \frac{t(\sigma,T)}{\tau(\sigma,T)} = 1\ , \qquad (49)$$

где $t_\text{р}$ – время до разрушения образца при динамическом режиме нагружения;

$t(\sigma,T)$ – дискретное время приложения к образцу любого заданного напряжения σ при температуре T;

$\tau(\sigma,T)$ – долговечность образца в результате действия постоянного растягивающего напряжения σ при температуре T.

Для сравнения усталостной прочности материалов при различных режимах циклического нагружения также применяется метод линейного суммирования повреждений. Предполагается, что разрушение материала произойдет в момент времени $t_\text{р}$, когда сумма относительного уменьшения долговечности от действия напряжений σ в течение промежутков времени t достигнет 1. Поэтому критерий (49) принят для обоснования взаимосвязи между длительной и усталостной прочностью дорожно-строительных материалов [172].

2.4. Фрактальные модели долговременной прочности асфальтобетона

Как показали исследования энергия активации вязкопластичного разрушения U в эмпирическом уравнении долговременной прочности Г.М. Бартенева (37) практически не зависит от температуры испытания асфальтобетона, тогда как показатель степени b не является константой. Показатель степенной зависимости отражает нелинейное деформирование материалов под нагрузкой, характеризуя одновременно степень отклонения от ньютоновского течения, энтропийную природу упругости и кинетику повреждаемости или скрытого разрушения структуры от нагрузки. Распределение по объему асфальтобетона нагрузки по неоднородным структурным элементам различной жесткости очевидно связано с фрактальной структурой материала.

При изменении температуры и статической нагрузки показатель степени b не является константой. Адекватность математической модели долговечности асфальтобетона в режиме ползучести при изгибе повышается, если показатель степени b изменяется в зависимости от условий нагружения как показано на рис. 37.

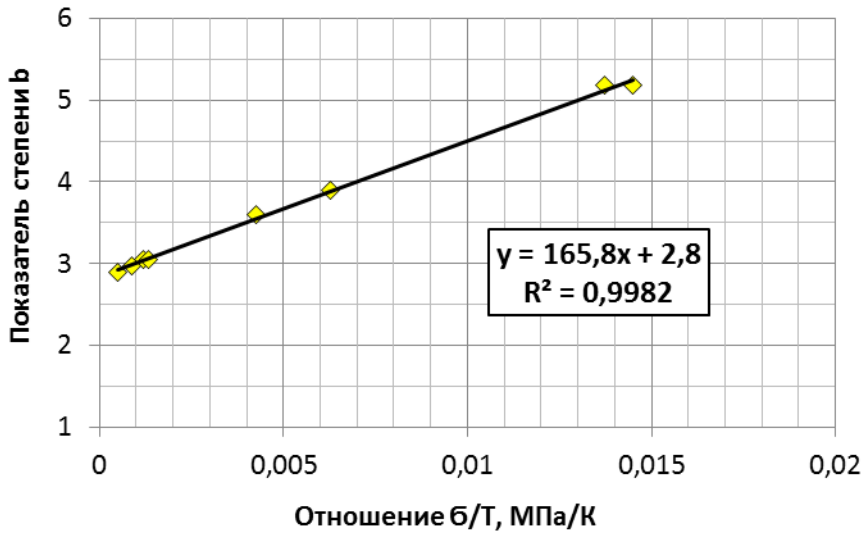


Рисунок 37. Влияние условий испытания на показатель степени в уравнении долговременной прочности асфальтобетона

Корреляционная зависимость построена по результатам испытаний асфальтобетона типа Г на битуме БНД 90/130 в интервале температур от +50 до -15°С. Установлено, что при снижении температуры и росте растягивающих напряжений в заданных интервалах варьирования показатель степени b в результате подгонки увеличивается примерно с 2,8 до 5,0.

Показатель пластичности по А.В. Руденскому обратно пропорционален показателю степени b, соответственно он понижается с 0,36 до 0,20. При этом более высокое влияние на показатели нелинейного деформирования асфальтобетона оказывает нагрузка, а не температура испытания [132].

С учетом зависимости показателя степени b от напряжения и температуры модель долговременной прочности асфальтобетона принимает следующий вид.

$$\tau = C\sigma^{-\left(b_0+b_1\frac{\sigma}{T}\right)} exp\left(\frac{U}{RT}\right), \qquad (50)$$

где b_0 – начальное значение показателя нелинейности при растягивающем напряжении близком к нулю;

b_1 - тангенс угла наклона прямой к оси абсцисс на рис. 37.

В представленном виде уравнение долговременной прочности имеет 4 подгоночных параметра, обеспечивающих наиболее адекватную аппроксимацию результатов испытаний в заданном диапазоне температур и статических нагрузок. Рассчитанные величины времени до разрушения лабораторных образцов асфальтобетона при изгибе коррелируют с экспериментальными значениями долговечности, что показано на рис. 38.

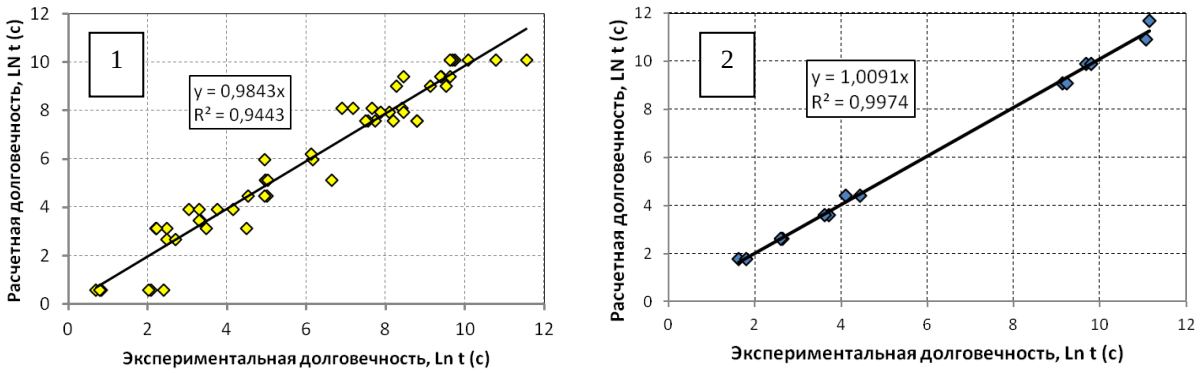


Рисунок 38. Корреляции экспериментальной долговечности и рассчитанной по уравнению (42) с 4 подгоночными параметрами: 1 - для асфальтобетонов типа Г на битуме БНД 90/130; 2 – то же на битуме БН 90/130.

Показатели нелинейности асфальтобетона b_0 и b_1 до сих пор не имеют однозначного и достаточно чёткого физического обоснования, хотя гипотезы и предложения на этот счёт высказывались неоднократно. Так А.В. Руденский обосновывал степенные зависимости нелинейного деформирования и прочности асфальтобетона от времени нагружения показателем пластичности Р, определяя его из экспериментальной кривой ползучести [21]. Для описания зависимости пластичности от температуры был принят нормальный закон распределения Гаусса. Для практического применения показателя пластичности в широких температурно-временных диапазонах работы асфальтобетона необходимо определять 2 параметра: условную температуру плавления и параметр статистического распределения, характеризующие марку и реологический тип битумного вяжущего.

В.И. Веттегрень исследовал адгезионную прочность сцепления эпоксикаучуковых клеев со сталью и когезионную прочность полимеров и металлов в области высоких температур [173]. На основании экспериментальных данных он предложил описывать температурно-временную зависимость прочности при температурах выше температуры стеклования $T > T_g$ следующим видоизмененным уравнением С.Н. Журкова.

$$\tau = \tau_0 \left(\frac{\sigma_*}{\sigma}\right)^{\frac{U_o}{3kT_g}} exp\frac{U_o}{kT}, \qquad (51)$$

где σ_* - подгоночный параметр, соответствующий максимальной прочности связей в исследуемом материале;

U_o – начальный активационный барьер по С.Н. Журкову;

k- постоянная Больцмана;

T_g – температура стеклования.

Зависимость (51) схожа с уравнением Г.М. Бартенева (37) и не позволяет объяснить причину непостоянства показателя степени, если, конечно, не

попытаться связать параметры максимальной прочности и температуры стеклования с периодом релаксации. Однако такие исследования в области битумов и асфальтобетонов не проводились, что следует из публикаций авторов, работающих в указанном направлении [174,175].

По данным С.Б. Ратнера [176] многие пластмассы при растяжении до момента хрупкого разрушения обнаруживают экспоненциальную зависимость времени до разрушения от уровня растягивающих напряжений.

$$\tau = \tau^{*}\exp(-\gamma\sigma)\exp\left(\frac{U}{RT}\right), \qquad (52)$$

где $\exp(-\gamma\sigma)$ - структурно-силовой фактор, который по мере изменения структуры материала в исследуемом диапазоне нагрузок и температур вырождается в эмпирический множитель σ^{-b}.

В определенных диапазонах нагрузок и температур экспоненциальной зависимостью удовлетворительно описывается время до разрушения образцов асфальто- и дегтебетонов при статическом нагружении, что было показано в диссертационной работе [121]. На данный момент экспоненциальные зависимости долговременной прочности в теоретическом плане следует признать более обоснованными, чем степенные. Параметр γ в уравнении (52) можно связать с энтропийной природой высокоэластической деформации [99,177]. Однако практическая пригодность экспоненциальной зависимости для описания долговременной прочности асфальтобетона ограничивается условиями испытаний.

Анализ известных экспериментальных данных по долговременной прочности асфальтобетонов позволяет умозрительно объединить в одну плавную кривую три разные зависимости времени до разрушения от растягивающих напряжений, как это показано на рис. 39.

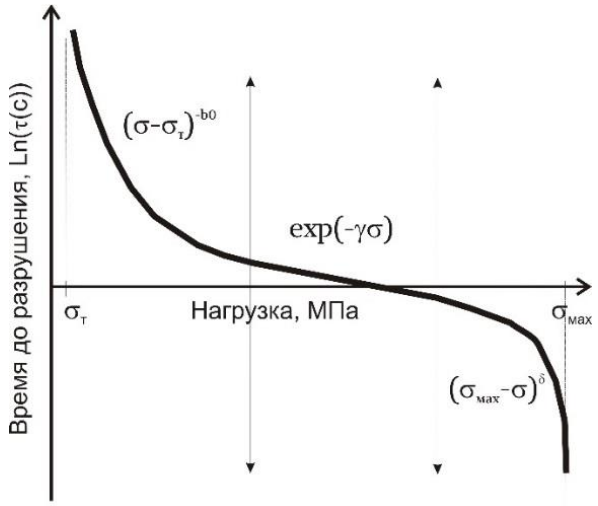


Рисунок 39. Обобщенная кривая долговременной прочности асфальтобетона при постоянной температуре (стрелками указаны направления смещения кривой в соответствии с принципом температурно-временной суперпозиции)

Форма обобщенной кривой долговечности соответствует диаграмме Веллера, которая представляет зависимость между амплитудами напряжения и числом циклов до усталостного разрушения металлов. На кривой выделены 3 характерных участка в интервале между пределом текучести $\sigma_т$ и максимальной структурной прочностью $\sigma_{мах}$, причем каждому из них предписан свой вид математической аппроксимации долговременной прочности. Параметры зависимостей на рис. 39 предлагается интерпретировать исходя из фрактальной размерности структуры асфальтобетона [107].

Основное свойство фрактала - самоподобие на различных масштабных уровнях (инвариантность относительно группы масштабных преобразований) используется при построении моделей разрушения твердых тел [178]. Фрактальная структура поверхности разрушения многих материалов подтверждена экспериментально. Для масштабно–инвариантных фрактальных систем характерны автомодельные временные зависимости различной природы. Временная скейлинговая зависимость в форме подобия кривых ползучести, приведенных к времени до разрушения асфальтобетона τ, объединяет процессы деформирования и разрушения асфальтобетона [179].

При испытании асфальтобетона в режиме ползучести до момента разрушения кривые деформирования имеют характерный вид, показанный на рис. 40.

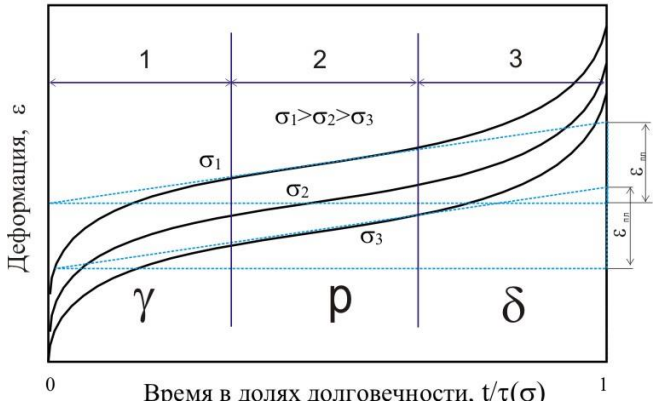


Рисунок 40. Кривые ползучести асфальтобетона с выделенными характерными зонами: 1 – вязкоупругости; 2 – эффективной вязкости; 3 –пластичного разрушения

На кривых ползучести выделены 3 зоны. В 1 зоне вязкоупругости преобладают обратимые упругоэластические деформации, развитие которых постепенно замедляется во времени. Обратимая деформация имеет энтропийный характер, так как накопление в образце потенциальной энергии, связанное с ориентацией глобул при деформировании частиц дисперсной фазы в направлении внутренних сил, сопровождается уменьшением энтропии системы [180]. Доля обратимой составляющей в предельной деформации асфальтобетона обозначена символом γ.

2-я зона соответствует равновесному режиму деформирования асфальтобетона, где преобладает вязкая составляющая деформации p. Начало этой зоны соответствует моменту, когда напряжения в дисперсной фазе уравновешиваются сопротивлением необратимому деформированию дисперсионной среды. Угол наклона касательной к кривой ползучести в данной зоне характеризует скорость необратимого деформирования и эффективную вязкость асфальтобетона. В технической литературе процесс течения с постоянной скоростью называется крипом. Для битумных материалов принято считать, что в установившемся режиме деформирования имеет место равновесие между процессами разрушения межмолекулярных связей и их восстановления под воздействием теплового движения частиц битума.

В 3-ей зоне равновесие нарушается, т.к. процессы разрушения в битумных пленках начинают преобладать над процессами восстановления межмолекулярных связей. Здесь деформирование сопровождается ускоренным ростом, перемещением и слиянием микродефектов в магистральную трещину в случае растяжения или же в плоскости скольжения при сдвиговых деформациях образца. С течением времени этот процесс завершается лавинным разрушением асфальтобетона. Доля пластической

составляющей в предельной деформации асфальтобетона обозначена символом δ.

Полные кривые ползучести на рис. 40 построены при трех уровнях нагружения $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. Подобие семейства кривых ползучести асфальтобетона, приведенных к времени до разрушения образцов под воздействием различных статических нагрузок, указывает на единую природу необратимого деформирования и долговечности асфальтобетона.

Для практического применения более востребована модель долговечности асфальтобетона, основанная на результатах кратковременных испытаний, т.к. длительные усталостные испытания образцов проводятся преимущественно только в исследовательских целях. Зная предел прочности асфальтобетона на растяжение при изгибе σ_0 при нормативной температуре T_0 и времени действия нагрузки t_0 можно выразить зависимость долговременной прочности в следующем виде:

$$\frac{\tau}{t_0} = \left(\frac{\sigma_0}{\sigma}\right)^{b_0} \cdot \exp[\gamma(\sigma_0 - \sigma)] \cdot \left(\frac{\sigma_0}{\sigma}\right)^{\delta} \exp\left[\frac{U}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right)\right], \qquad (53)$$

Данная модель содержит всего 2 подгоночных параметра - это энергия активации U и фрактальная размерность b_0. Остальные параметры были приняты как производные от b_0 [107]. Коэффициенты детерминации R^2 корреляционных зависимостей (53) оказались примерно такими же, как на рис. 38. Поэтому модель (53) с приемлемой степенью адекватности позволяет описать статическую долговечность асфальтобетона, т.е. не хуже, чем исходные модель (50) с 4 подгоночными параметрами. Численные значения параметров уравнения долговременной прочности асфальтобетонов типа Г на битумах БНД 90/130 и БН 90/130 приведены в табл. 11.

Таблица 11 – Параметры модели долговременной прочности

Наименование показателей	Тип Г на битуме	
	БНД 90/130	БН 90/130
Предел прочности на растяжение при изгибе σ_0 при температуре T_0 =0 ºС и времени нагружения t_0=0,1 с, МПа	9,3	16,9
Энергия активации вязкопластичного разрушения, U, кДж/моль	182,9	242,8
Фрактальная размерность коагуляционной структуры b_0	2,80	2,19
Производные от фрактальной размерности b_0 (вероятность):		
- вязкости, p	0,094	0,144
- упругости, γ	0,643	0,542
- пластичности, δ	0,263	0,314

В результате была подобрана адекватная термофлуктуационно-фрактальная модель долговременной прочности асфальтобетона с минимальным числом подгоночных параметров. Модель позволяет прогнозировать долговечность асфальтобетона в широком диапазоне нагрузок и температур, основываясь на результатах испытаний образцов на кратковременную прочность при растяжении. Усталость и долговременную прочность в данном случае характеризуют два параметра: энергия активации, определяющая термофлуктуационный разрыв битумных связей на наноуровне, и фрактальная размерность структуры асфальтобетона, определяющая на мезоуровне степенные закономерности его деформирования и разрушения.

Фрактальность структуры композиционных битумных материалов проявляется в зигзагообразном виде экспериментальных кривых деформирования. Характерные скачки показателей деформативности можно наблюдать в нелинейной области деформирования, будь то ползучесть при постоянной нагрузке или усталость при циклическом нагружении (рис. 41).

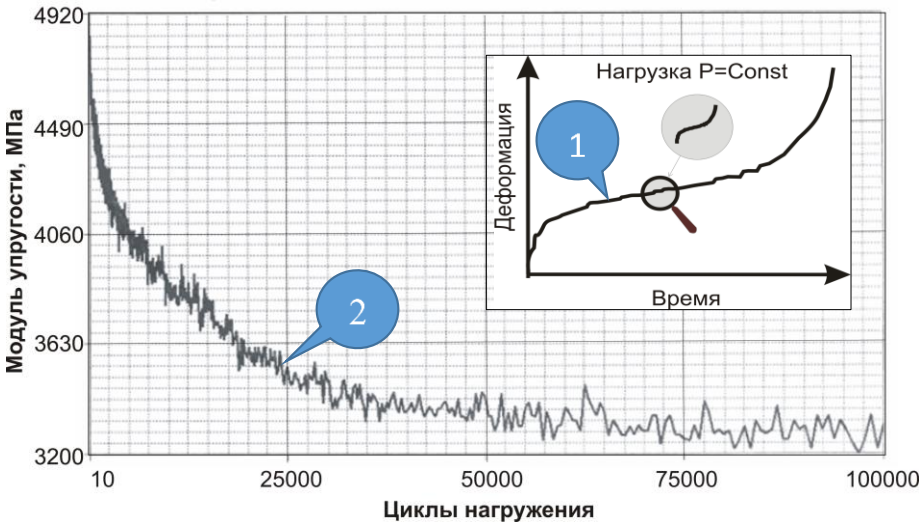


Рисунок 41. Фрактальность деформирования асфальтобетона: 1 – кривая ползучести при постоянной нагрузке; 2 – кривая усталости при циклической нагрузке.

На кривой ползучести 1 можно различить периодически повторяющиеся уступы, представляющие следы от единичных актов пластичности. Единичные акты пластической деформации по своей природе дискретны, причем как в течении времени нагружения, так и по объему композиционного материала. Между дискретными актами пластической деформации находятся области непрерывной вязкоупругой деформации. При отсутствии пластических деформаций, когда нагрузка меньше предела упругости, кривая ползучести асфальтобетона приближается к горизонтальной линии. Вполне очевидно, что реализация пластической деформации происходит в моменты времени, когда в образце накапливается определенный уровень потенциальной энергии.

Моменты реализации пластической деформации обусловливают зигзагообразный вид кривой усталости 2 на рис. 41. Тренд кривой усталости, отражающей необратимый процесс разрушения, формируется под воздействием двух противоборствующих принципов производства энтропии: минимума, когда потенциальная энергия накапливается, и максимума, когда она скачкообразно падает в результате хрупкого разрушения связей или дискретного акта пластической деформации.

Среднюю амплитуду колебаний модуля упругости асфальтобетона относительно тренда кривой усталости можно измерить. Тогда отношение средней амплитуды модуля упругости ΔE к начальному модулю E_0 в первых циклах нагружения можно считать долей пластической деформации или ее вероятностью. Очевидно, что чем больше вероятность пластической деформации δ, тем интенсивнее процесс накопления микроповреждений при испытании образцов на усталость.

Сумма величин элементарных уступов пластичности на кривой ползучести 1 за определенный период воздействия постоянной нагрузки является критерием долговременной прочности асфальтобетона при растяжении. Кривая ползучести при сдвиге от воздействия циклических нагрузок определяет устойчивость асфальтобетона к колееобразованию и накопление необратимой вязкопластичной деформации. Как в первом, так и во втором случае величина вязкопластичной деформации увеличивается по степенной зависимости с ростом нагрузки и времени нагружения, отражая дробную размерность фрактальной структуры асфальтобетона. При сдвиге дробной размерностью обладают плоскости скольжения в образце гетерогенного материала.

Глава 3
Реология асфальтобетона

Вязкоупругие и вязкопластические деформации асфальтобетона вызваны перемещениями частиц битума относительно друг друга. Структура битумных вяжущих наиболее ярко проявляются на реологических свойствах, зависящих от напряженно-деформированного состояния, температуры, скорости деформирования или времени нагружения. Битумное вяжущее определяет характер температурно-временных закономерностей деформирования и разрушения асфальтобетона. От структуры и реологических свойств битумных вяжущих и асфальтобетона зависит напряженно-деформированное состояние и долговечность устраиваемых покрытий, поэтому интерес к исследованиям реологическим свойствам битумных материалов не ослабевает [175].

3.1. Составляющие деформации асфальтобетона

Деформация материалов может быть обратимой и необратимой. Обратимая деформация возникает при приложении нагрузки и исчезает, если ту нагрузку снять, тогда как необратимая деформация сохраняется после снятия нагрузки. Так как остаточные деформации характеризуют устойчивость асфальтобетона к колееобразованию, а упругие нужны для расчетов прочности дорожных конструкций, то при испытании их следует отделять друг от друга.

Обратимые и необратимые компоненты составляют общую деформацию асфальтобетона, при этом находятся в различном соотношении друг к другу. Определить долю или соотношение компонент деформации можно по результатам испытании образцов на ползучесть двумя известными способами, вытекающими на из 42.

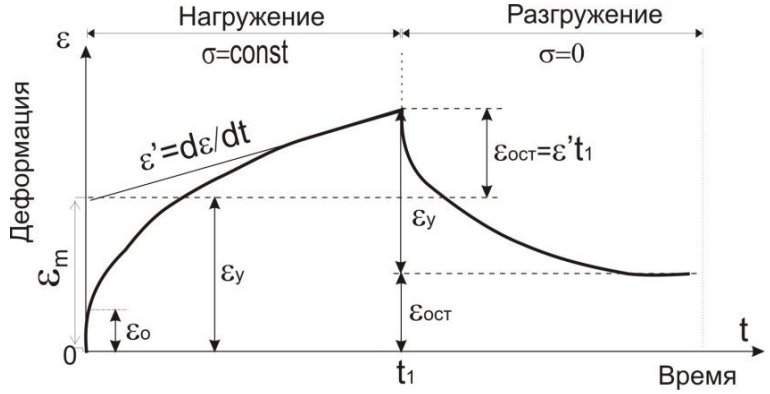


Рисунок 42. Кривая деформирования образца от постоянной нагрузки

Прямой способ предполагает при испытании разгрузку образца и последующее измерение деформации упругого последействия, начиная с момента снятия нагрузки t_1 до момента полного восстановления.

Восстановленная часть общей деформации $\varepsilon_{\text{у}}$ является обратимой, а невосстановленная часть $\varepsilon_{\text{ост}}$ остаточной.

Косвенный способ предполагает определение остаточной деформации по скорости необратимого деформирования, т.е. по тангенсу угла наклона касательной к кривой ползучести на участке установившегося течения [181]. В этом случае остаточная деформация рассчитывается как произведение минимальной скорости деформирования образца на время действия постоянной нагрузки.

$$\varepsilon_{\text{ост}} = \frac{d\varepsilon}{dt} t_1, \tag{54}$$

Обязательным условием при этом является выход образца в равновесный режим ползучести в течение достаточно длительного промежутка времени. Только в этом случае можно однозначно определить равновесную обратимую деформацию ε_m и равновесный модуль упругости E_m.

$$E_m = \frac{\sigma}{\varepsilon_m}, \tag{55}$$

где σ - постоянное напряжение, МПа;

ε_m – равновесная деформация, определяемая по рис. 42.

Обратимая деформация и период ее восстановления зависят от нагрузки и температуры испытания. Для линейного вязкоупругого тела кривая восстановления обратимой деформации характеризует зависимость податливости или обратной величины модуля упругости от времени нагружения.

Обратимую деформацию условно разделяют на мгновенную и эластическую составляющие. Условно мгновенная упругая деформация ε_0 возникает при нагружении материала и восстанавливается после снятия нагрузки практически мгновенно, а эластическая деформация развивается во времени вследствие упругого последействия. Свойство тела изменять форму и размеры в течение некоторого промежутка времени, а после прекращения действия нагрузки постепенно восстанавливать их до первоначального состояния, называется эластичностью.

Необратимую деформацию предлагается также разделять на две составляющие: вязкую и пластическую. Вязкая деформация отличается тем, что возникает при любых сколь угодно малых напряжениях и продолжается неограниченно долго. Пластическая деформация возникает в материале только в том случае, когда напряжение превысит предел текучести. Пластическое течение, как правило, не может продолжаться неограниченное время, так как в конце этого процесса наблюдается нарушение сплошности или разуплотнение деформируемого образца вследствие явления дилатансии.

В технической литературе «вязкость» и «пластичность» часто подразумеваются как термины-синонимы, однако они имеют принципиальное различие. Пластичные тела твердые, обладают упругостью формы, при напряжениях ниже предела упругости или статического предела текучести сохраняют форму неограниченно долго, тогда как вязкие жидкости этим качеством не обладают. В пластичном теле сдвигающее усилие должно достигнуть определённой величины, прежде чем возникнет какое-либо заметное скольжение между частицами, а в жидкости этот процесс происходит даже при очень малых напряжениях. Пластическая деформация асфальтобетона сопровождаются изменением объема [130], что является дополнительным отличительным признаком пластичного тела от ньютоновской жидкости, которая дилатансией при сдвиге не обладает. Кроме этого у асфальтобетона обнаруживается следующая физическая аномалия: материал деформируется при сжатии и сдвиге как пластичное тело, а при растяжении ведет себя как очень вязкая неньютоновская жидкость.

Вязкая деформация неньютоновской жидкости описывается промежуточной моделью между ньютоновской жидкостью и пластичным телом, предел текучести которого стремится к нулю. Скорость деформации неньютоновской жидкости можно представить в виде суммы вязкой и пластической составляющих. Первая характеризует ламинарное течение, когда градиент скорости сдвига прямо пропорционально зависит от касательного напряжения. Вторая составляющая характеризует турбулентность, тиксотропию и прочие нелинейные эффекты деформирования, связанные с отрывом частиц друг от друга.

Деформацию асфальтобетона ε можно выразить в виде суммы трех составляющих:

$$\varepsilon = \varepsilon_{\text{у}} + \varepsilon_{\text{в}} + \varepsilon_{\text{п}} \tag{56}$$

где $\varepsilon_{\text{у}}$ – обратимая упругая составляющая деформации;

$\varepsilon_{\text{в}}$ - вязкая составляющая необратимой деформации, протекающая без видимого разрушения структуры материала;

$\varepsilon_{\text{п}}$ - пластическая необратимая деформация, сопровождающаяся скрытым разрушением (пластичным разрыхлением) и разуплотнением асфальтобетона.

3.2. Теоретические предпосылки нелинейного деформирования и разрушения асфальтобетона

Механизмы деформирования и разрушения битумных материалов можно рассматривать с позиции термодинамики. Основу современной термодинамики и статистической физики составляют понятия энтропии s и ее

производства в неравновесных процессах. В данном случае к неравновесным процессам относятся необратимое вязкое течение и разрушение битумных материалов, тогда как обратимое упругое деформирование относится к равновесным процессам. Прирост упругой деформации сопровождается увеличением потенциальной энергии и понижением энтропии ds<=0, а процессы необратимого деформирования и разрушения связаны с диссипацией энергии и производством энтропии ds>0.

Многообразие реологических состояний битумных материалов определяется показателями вязкости, упругости и пластичности или соотношением трех составляющих общей деформации соответственно. Тогда любое реологическое состояние жидких и твердых тел можно представить в треугольных координатах долями составляющих общей деформации или их вероятностями: упругой γ, вязкой p и пластичной δ. Сумма вероятностей γ, p и δ, равна 1, что соответствует высоте равностороннего треугольника на рис. 43.

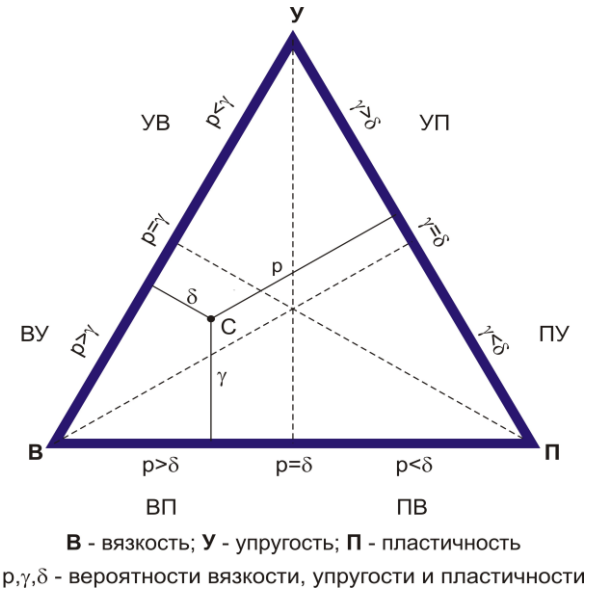


Рисунок 43. Треугольные координаты реологических состояний жидких и твердых тел.

Вершины треугольника ВУП отвечают за идеальное состояние материалов обозначено как: В - вязкое (модель Ньютона), У - упругое (модель Гука) и П - пластично-сыпучее (модель Сен-Венана-Кулона). Сторона ВУ соответствует области линейной вязкоупругости, УП – упруго-хрупкому состоянию, ВП - вязкопластичному деформированию. Вероятность пластической деформации δ характеризует нелинейное деформирование, когда наблюдается нарушение пропорциональной зависимости между напряжением и деформацией (нелинейная вязкоупругость) или же скоростью необратимой деформации (неньютоновская эффективная вязкость).

При нагружении твердого тела переход от упругого к вязкопластичному состоянию проходит по бифуркационному сценарию. Элементарный акт

разрушения структуры в каскаде бифуркаций может быть вязким с вероятностью δ_1, когда межмолекулярные связи восстанавливаются, или хрупким с вероятностью δ_2, когда разорванные связи не восстанавливаются. В точках бифуркации система выбирает предпочтительное направление или механизм деформирования и разрушения, который зависит от параметров, влияющих на вероятность пластической деформации δ. Бифуркационная диаграмма с характерными реологическими зонами и соответствующими механизмами разрушения материала представлена на рис. 44.

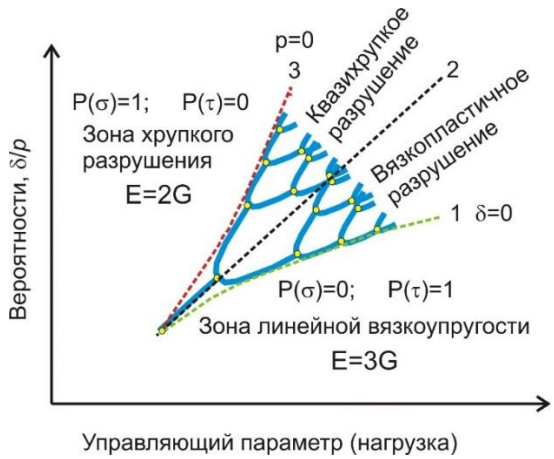


Рисунок 44. Бифуркационная диаграмма деформирования и разрушения битумных материалов: 1 - граница линейной вязкоупругости; 2 – переход от вязкопластичности к квазихрупкости при максимуме прочности; 3 – хрупкое разрушение по Гриффитсу.

Правые ветви диаграммы на рис. 44 отвечают за метастабильный процесс вязкоупругого деформирования и вязкого течения под воздействием касательных напряжений. Как любой необратимый процесс он связан с производством энтропии ds>0, когда прирост обратимых и необратимых деформаций во времени протекает в соответствии с принципом минимума производства энтропии И.Р. Пригожина. Теорема о минимуме производства энтропии отражает одностороннюю направленность времени и показывает, что необратимые процессы в открытой системе сопровождаются образованием диссипативных структур с универсальными свойствами нелинейных систем [[182]]. При деформировании битумных материалов к таким структурам можно отнести периодические коллоидные и кластерные образования частиц вяжущего, ориентация которых в силовом поле снижает энтропию системы.

Левые ветви бифуркационной диаграммы отражают хрупкое разрушение связей от воздействия растягивающих напряжений. Необратимый процесс разрушения битумных материалов в этом случае протекает по принципу максимума производства энтропии (МЕРР). Суть принципа МЕРР состоит в том, что неравновесная система развивается так, чтобы максимизировать свое производство энтропии при заданных внешних ограничениях [[183]]. Эта гипотеза является антиподом принципа Пригожина. С помощью МЕРР можно

объяснить, почему образцы битумных материалов в условиях хрупкого разрушения по Гриффитсу рассыпаются на мелкие фрагменты.

В критических точках бифуркации рассматриваемая система переходит из одного устойчивого состояния к другому, выбирая одно из направлений, по которому пойдет деформирование и разрушение битумного материала в опасных зонах концентрации напряжений. Вероятность разрушения материала (вязкого или хрупкого) зависит от температурно-временных условий нагружения образцов, при этом единичные акты пластичности в точках бифуркации представляются как фазовые переходы при критическом значении управляющего параметра.

За пределами зоны бифуркационной диаграммы пластические деформации и акты разрушения материала отсутствуют. В области линейной вязкоупругости, ограниченной кривой 1 на рис. 44, структура битумного материала в процессе деформирования не изменяется. Теоретически вязкое и хрупкое разрушение в области линейного деформирования отсутствуют ($\delta = 0$), коэффициент Пуассона равен 0,5, модуль Юнга E превышает модуль сдвига G ровно в 3 раза. Кривая 1, проходящая исключительно по правым ветвям бифуркационной диаграммы ($\delta_1 = 1$), отражает процесс вязкопластичного течения, когда все разорванные коагуляционные связи успевают восстановиться. В этом случае накопление повреждений и нарушение сплошности материала при деформировании отсутствуют.

В противоположной зоне хрупкого разрушения (слева от кривой 3 на рис. 44) вероятность вязкого разрушения $p = \delta_1 = 0$. Коэффициент Пуассона в этой зоне равен 0, а модуль Юнга E превышает модуль сдвига G в 2 раза из-за отсутствия сдвиговых деформаций. Граничная кривая 3, проходящая исключительно по левым ветвям бифуркационной диаграммы, отражает хрупкое разрушение по Гриффитсу, которое независит от температуры материала и времени его нагружения.

Луч симметрии 2 на бифуркационной диаграмме очевидно соответствует максимальным значениям предела прочности битумных материалов при динамическом нагружении, когда вероятности хрупкого и вязкопластичного разрушения равны. Между лучом 2 и кривой 3 располагается зона квазихрупкого разрушения. Квазихрупкое разрушение соответствует энергетической концепции Гриффитса-Ирвина-Орована, согласно которой упругая энергия, высвобождаемая при росте трещины, расходуется не только на образование новых поверхностей, но и в большей части на сдвиговую пластическую деформацию.

Справа от луча 2 до границы с областью линейной вязкоупругости располагается зона вязкопластичности. В этой зоне битумные материалы разрушаются в соответствии с термофлуктуационной теорией прочности Г.М. Бартенева, которая не противоречит теории С.Н. Журкова [146].

Бифуркационная диаграмма на рис. 44 иллюстрирует нелинейное деформирование и разрушение битумных материалов. Универсальное фрактальное дерево можно условно привязать как к оси времени, так и координатам пространства. При этом самоподобие разветвленной диаграммы относительно масштабных преобразований указывает на фрактальность процесса, подтверждая связь пространственной нелинейности [184], присущей коагуляционной структуре битумных материалов, и временной нелинейности деформирования (скейлинга) [185].

Выбор между вязким или хрупким разрушением в критических точках бифуркации зависит от соотношения частных вероятностей вязкой и пластической составляющих деформации. При $p>\delta$ происходит единичный термофлуктуационный акт сдвигового деформирования или вязкого разрушения, а при $p<\delta$ хрупкий отрыв без восстановления связей. Правые ветви диаграммы указывают на вязкое, а левые на хрупкое разрушение.

Практически мгновенное хрупкое и квазихрупкое разрушение асфальтобетонных покрытий в естественных условиях эксплуатации не наблюдаются, поэтому интерес представляет зона вязкопластичного разрушения при $\delta<0{,}5$ и соответствующая зона вязко-упруго-пластичности. На рис. 43 эта зона представлена левой половиной площади равностороннего треугольника. По изложенным представлениям срок службы битумных материалов определяют напряжения и деформации, выходящие за пределы линейной вязкоупругости ВУ, т.е. при $\delta>0$.

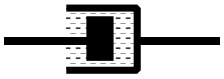
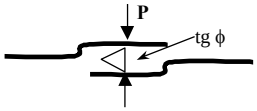
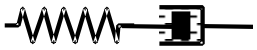
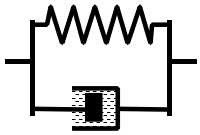
Таким образом, нелинейное деформирование и разрушение битумных материалов является физической основой прогнозирования прочности и долговечности асфальтобетонных покрытий. Процессы нелинейного деформирования в пространственном и временном масштабе измерений обусловлены фрактальной структурой битумных материалов. При оценке и расчете трещиностойкости асфальтобетонных покрытий скорость накопления дефектов и микроповреждений зависит от вероятности пластической деформации, связанной с коэффициентом усталости. При оценке сдвигоустойчивости асфальтобетона нелинейность вязкопластичного деформирования определяет коэффициентом пластичности, присутствующий в реологическом уравнении необратимого деформирования.

3.3. Реологические модели материалов

Реологией называют науку о деформации и течении вещества. Термин «реология» был введён по предложению Э. Бингама в 1929 г. на третьем Международном симпозиуме по теории пластичности [186]. Сформировавшееся научное направление посвящено изучению и описанию упруго-вязко-пластических свойств реальных сплошных сред.

Реология подразделяется на теоретическую, эмпирическую и структурную. К теоретической относится раздел реологии, устанавливающий зависимости между механическими напряжениями σ, деформациями ε, и их изменениями в течение времени t. Для описания реологического поведения материалов под нагрузкой и иллюстрации процесса деформирования используются механические модели, составленные из упругих, вязких и пластичных элементов с различной податливостью. Простейшие реологические модели, характеризующие деформирование материалов под действием нагрузки, приведены в табл. 12.

Таблица 12 – Механические модели деформирования материалов под нагрузкой

Модель	Свойство	Вид модели	Уравнение
Гука	Упругость		$\sigma = E \cdot \varepsilon$ (57)
Ньютона	Вязкость		$\sigma = \eta \frac{d\varepsilon}{dt}$ (58)
Сен-Венана	Пластичность		$\begin{cases} \gamma_{пл} = 0 \text{ если } \sigma \leq \sigma_m \\ \gamma_{пл} > 0 \text{ если } \sigma \geq \sigma_m \end{cases}$ (59)
Сен-Венана - Кулона	Внутреннее трение		$\sigma_m = Ptg\varphi$ (60)
Максвелла	Релаксация напряжений		$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E}\frac{d\sigma}{dt} + \frac{\sigma}{\eta}$ (61)
Кельвина - Фойгта	Упругое последействие (ретардация)		$\sigma = E\varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt}$ (62)
Условные обозначения: σ – напряжения; ε - деформации; E – модуль упругости; η - коэффициент вязкости; t – время; $\gamma_{пл}$ – необратимая деформация сдвига; σ_m - предел текучести; P – нормальное давление; $tg\varphi$ - коэффициент внутреннего трения.			

В идеальном упругом теле Гука соответствующем механической модели пружина напряжение прямо пропорционально деформации, а коэффициентом пропорциональности является модуль упругости. Потенциальная энергия, затраченная на деформацию, накапливается в пружине и возвращается при ее разгрузке. Закон Гука (57) лежит в основе теории упругости, достаточно точно характеризующей поведение кристаллических и аморфных твёрдых тел при малых деформациях.

Идеальная вязкая жидкость Ньютона отличается тем, что напряжения в ней пропорциональны скорости деформации (58). Вязкое течение идеальной жидкой среды происходит под воздействием любых сил, как бы малы они не были. Коэффициент вязкости ньютоновской жидкости является константой, тогда как вязкость неньютоновской жидкости зависит от напряжения или скорости сдвига [187,188].

Идеальное пластичное тело Сен-Венана представлено в виде элемента, состоящего из двух прижатых друг к другу пластин. При относительном перемещении пластин между ними возникает постоянная сила трения, не зависящая от сжимающей их силы (59). Тело Сен-Венана не деформируется до тех пор, пока напряжения сдвига не превысят некоторого критического значения σ_m– предела текучести или предельного напряжения сдвига.

В реологии дорожно-строительных материалов и грунтов обычно используется модель Сен-Венана – Кулона, которая в отличие от пластичного тела Сен-Венана учитывает влияние нормального давления на сопротивление сдвигу (60). Коэффициент внутреннего трения $tg\varphi$ является характеристикой, определяющей прямо-пропорциональную зависимость предела текучести при сдвиге от нормального давления. Модель Сен-Венана – Кулона позволяет учитывать напряженно-деформированное состояние дорожных конструкций.

Более сложные реологические модели представляются в виде различных комбинаций, составленных из элементарных механических моделей. Например, последовательное соединение пружины Гука и демпфера Ньютона образует реологическую модель жидкости Максвелла, а при их параллельном соединении - модель твердого тела Кельвина–Фойгта. Соединяя последовательно модели Максвелла и Кельвина–Фойгта получаем модель вязкоупругого тела Бюргерса [6].

Модель Максвелла интерпретирует релаксацию напряжений в деформируемой среде. При быстром нагружении вязкий элемент не успевает сдвинуться с места, деформацию полностью воспримет на себя пружина, поэтому в начальный момент времени модель ведет себя как упругое тело. После того, как деформация будет зафиксирована на постоянном уровне, поршень плунжера придет в движение, когда с течением времени напряжения в системе будут снижаться по следующей зависимости.

$$\sigma(t) = \sigma_0 exp\left(-\frac{t}{\theta}\right), \tag{63}$$

где $\sigma(t)$ - величина напряжения в зависимости от времени t, МПа;

σ_0 - начальное напряжение равное произведению модуля упругости пружины E на относительную деформацию ε, МПа;

θ, период релаксации, с.

Исходя из решения дифференциального уравнения Максвелла (61), период релаксации является отношением вязкости плунжера η к модулю упругости пружины E. Численно он равен времени, в течение которого напряжение в деформированном теле снизится в (e=2,7183) раз.

Модель Кельвина – Фойгта характеризует твердое тело с признаками упругого последействия. При приложении постоянной нагрузки деформация этого тела будет изменяться во времени по экспоненциальному закону. Если предварительно нагруженное тело Кельвина–Фойгта затем разгрузить, то деформация не исчезнет мгновенно, как в теле Гука, а будет изменяться в соответствии со следующей зависимостью.

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 exp\left(-\frac{E}{\eta}t\right), \tag{64}$$

Более сложные механические модели, составленные из пружин и плунжеров, позволяют описать различные случаи линейного деформирования материалов во времени. Для этого разработан специальный метод синтеза линейных вязкоупругих реологических моделей любой степени сложности [189]. Однако на практике сложные механические модели не получили широкого применения, хотя и было предложено более двух десятков их комбинаций для установления связи между напряжениями и деформациями, в том числе и для описания деформирования асфальтобетона [190].

Теория линейной вязкоупругости оперирует функциями релаксации и упругого последействия (ползучести), которые в общем виде представлены суммами экспонент в соответствии со спектрами времен релаксации и времен последействия. В области линейного деформирования, когда функция релаксации не зависит от деформации, а функция ползучести - от напряжения, справедлив принцип суперпозиции Больцмана. Согласно этому принципу реакция тела на любое последующее нагружение не зависит от действия всех предшествующих нагрузок. Интеграл Больцмана-Вольтерры имеет следующий вид:

$$\sigma(t) = \int_{-\infty}^{t}[\phi(t - t_1) + E_\infty]\, d\varepsilon, \tag{65}$$

где $\sigma(t)$ - напряжение в момент времени $t > t_1$, МПа;
$\phi(t - t_1)$ – функция релаксации;
t_1 - время предшествующего деформирования, с;
E_∞ - равновесный (остаточный) модуль упругости, МПа;
$d\varepsilon$ - приращение относительной деформации.

Для нелинейных вязкоупругих сред, когда отсутствует пропорциональная зависимость между напряжением и деформацией, метод суперпозиции Больцмана не применим. В этом случае реологические процессы принято

описывать с помощью теории нелинейной вязкоупругости, в которой используются различные определяющие соотношения между напряжениями и деформациями, учитывающие их нелинейную связь. При описании деформирования нелинейных вязкоупругих материалов могут применяться дробные производные [191,192]. Дифференциальное уравнение в дробных производных, учитывающее при деформировании одновременно упругие, вязкие и инерционные силы, имеет следующий вид.

$$\sigma = A\frac{d^{\alpha}}{d\varepsilon^{\alpha}}\varepsilon\ , \tag{66}$$

где параметр α принимает действительные значения от нуля до двух, характеризуя диапазон, начиная от силы Гука до силы инерции массивного тела.

В зависимости от способа представления вязкоупругих свойств макромолекул полимеров можно получить различные спектры времен релаксации. При построении механических аналогов полимерной цепочки допустимы различные предположения о том, каким образом суммируются сопротивления течению и упругой деформации макромолекулы при приложении внешней нагрузки. В теории Близарда Марвина–Озера для предсказания вязкоупругого поведения приняты механические модели полимерной цепочки в виде параллельно соединенных вязких и упругих элементов, образующих сегменты цепи [193].

Также предложены иерархические механические модели, составленные из элементарных моделей Гука и Ньютона, в работах [194,195]. Схема разветвлений при соединении большого числа плунжеров и пружин ($n \to \infty$) представлен на рис. 45.

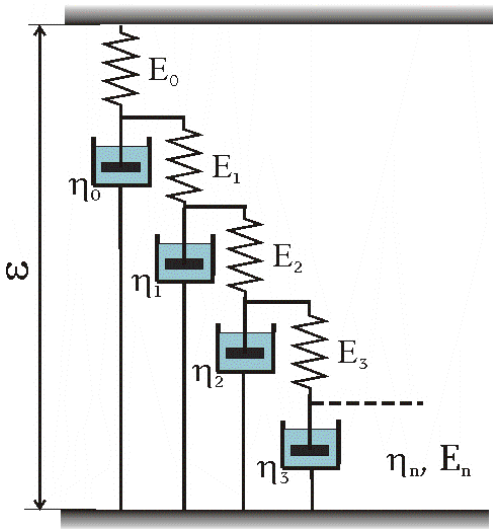


Рисунок 45. Схема разветвлений в механической модели деформирования

Иерархическая механическая модель иллюстрирует связь реологических уравнений вязкоупругих сред с дробными производными (66). Представленная модель указывает на взаимосвязь физических свойств полимерных систем с самоподобием (фрактальностью) цепей макромолекул на различных масштабных уровнях. Так как многие материалы, таких как гели, наполненные полимеры, различные линейные, разветвленные и пространственно-сшитые структуры, обладающие признаками самоподобия, проявляют дискретность в процессе деформирования и характеризуются нелинейными реологическими свойствами. Поэтому исследования реологии сложных систем с привлечением теории фракталов считаются актуальными.

Эмпирическая реология в отличие от теоретической затрагивает широкий круг закономерностей деформирования конкретных материалов, устанавливаемых непосредственно при их испытаниях. При деформировании дисперсных структур коагуляционного типа, к которым принято относить битумные материалы и асфальтобетон в частности, наблюдается сочетание упругих, вязких и пластичных свойств. Эмпирическая реология изучает, наряду с общими закономерностями деформирования конкретных материалов, их необратимое и обратимое деформирование по отдельности.

Связь между структурными параметрами и реологическими свойствами материалов устанавливает структурная реология (или микрореология), относящаяся к одному из методов изучения сложных дисперсных систем [196]. Структурная реология рассматривает реологическое поведение многофазных сред в зависимости от реологических свойств их компонентов. Концентрационные зависимости вязкости дисперсных систем изучались многими исследователями. Бачелор и Грин рассматривали эффект влияния броуновского движения сферических частиц на вязкость изотропной суспензии [197]. Предложено формулу Эйнштейна (24) дополнить членом второго порядка. В результате зависимость эффективной вязкости представлена в следующем виде:

$$\eta = \eta_{\text{c}}(1 + 2{,}5C + 7{,}6C^2)\ , \qquad (67)$$

где C<1;

Различные зависимости вязкости дисперсных систем от объемной концентрации дисперсной фазы предлагали Муни, Бринкман, Роское, Кригер и Догерти, Нилсен, Квон, Чой и другие исследователи. В большинстве формул присутствует показатель предельной концентрации частиц дисперсной фазы или максимальной плотности упаковки C_m.

Два основных типа моделей течения дисперсных систем выделял Н.Б. Урьев [198]. Первая модель предполагает, что в системе существует непрерывная сетка межчастичных связей, которую можно рассматривать как квазикристаллическую решетку. Часть узлов решетки имеет вакансии.

Возможность течения дисперсной системы обусловлена перемещением этих вакансий под действием напряжения сдвига. Подобные модели положены в основу так называемых дырочных теорий вязкости (Френкель, Эйринг и другие авторы).

Во второй модели рассматриваются группы частиц, перемещающиеся как единое целое в виде агрегатов или блоков. Вязкость дисперсной системы зависит от размера агрегатов, который, в свою очередь, определяется скоростью деформации. Эта модель соответствует случаю более глубокого разрушения структуры при деформировании. Если структура имеет неоднородности, что характерно для высококонцентрированных систем, то при деформировании может образоваться разрыв сплошности и появляться зона локализации сдвига с пониженной концентрацией дисперсной фазы. Данная модель соответствует пластичной жидкости.

Следуя законам статистической физики, течение дисперсных систем принято объяснять термофлуктуационными колебаниями кинетических единиц. При этом природа нелинейного деформирования битумных материалов до конца не раскрыта. Можно допустить, что на течение влияет фрактальная структура дисперсных систем, характеризующаяся величиной отклонения фрактальной размерности от топологической, т.е. в пределах от 0 до 1. При малых концентрациях частиц дисперсной фазы разность рассматриваемых размерностей близка к 0. В этом случае концентрационная зависимость вязкости суспензии линейна и подчиняется закону Эйнштейна (24). По мере повышения концентрации частиц отклонение фрактальной размерности от топологической увеличивается в пределах от 0 до 1. При достижении предельной объемной концентрации частиц дисперсной фазы степень извилистости плоскостей скольжения в дисперсной системе становится максимальной, соответственно разность между фрактальной и топологической размерностью увеличивается до 3-2=1. В этом случае на реологической кривой течения обнаруживается статический предел текучести.

3.3. Эмпирика деформирования битумных материалов

При сдвиговом необратимом деформировании величина сопротивления битумного материала определяется показателем вязкости. Вязкие свойства проявляются при касательном смещении слоев материала относительно друг друга. Для измерения вязкости применяют различные вискозиметры (ротационные, капиллярные, с падающим шариком и др.), пенетрометры и приборы с плоскопараллельным смещением пластин. Сопротивление текучих сред вязко-пластичному деформированию рекомендуется определять при однородном сдвиге. Схема простого сдвига, применяемая при изучении необратимой деформации дисперсных материалов, приведена на рис. 46.

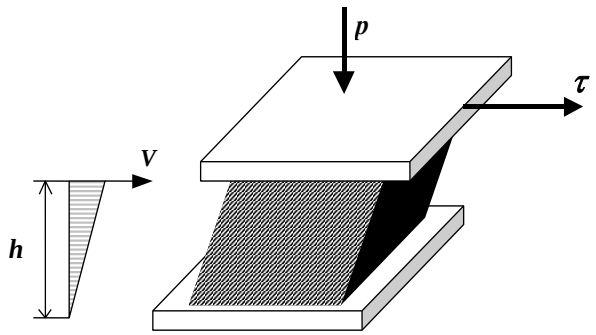


Рисунок 46. Схема деформирования материала при сдвиге

По результатам испытаний материалов на сдвиг можно определить предел текучести, реограмму зависимости вязкости от скорости сдвига и установить влияние нормального давления p на сопротивление сдвигу τ.

При плоскопараллельном сдвиге противоположных плоскостей элементарного образца кубика со скоростью V относительная скорость необратимой деформации (градиент скорости сдвига) $\dot{\gamma}$ равна.

$$\dot{\gamma} = \frac{V}{h}, \tag{68}$$

где h – высота образца.

Взаимосвязь между касательным напряжением τ и градиентом скорости сдвига $\dot{\gamma}$ имеет следующий вид.

$$\tau = \eta\dot{\gamma}, \tag{69}$$

где η – коэффициент вязкости , Па·с.

Для вязкоупругих материалов понятие вязкости является однозначной величиной только при установившемся течении, когда вся прирастающая деформация необратима [193]. Поэтому в методическом плане очень важно рассматривать вязкость как параметр сопротивления материала необратимой деформации. Так при испытании битумов в режиме синусоидального нагружения с помощью реометра динамического сдвига DSR оценивается модуль потерь или вязкий модуль, который связан с вязкостью [199]. Однако этот параметр условной вязкости нельзя путать с вязкостью необратимого деформирования, которая определяется только при установившемся течении.

Примечательно, что попытка применить вязкий модуль потерь для оценки сдвигоустойчивости битумов и асфальтобетона оказалась бесперспективной, так как зная мнимую и действительную часть комплексного модуля упругости невозможно отделить необратимую деформацию от обратимой. По этой причине на базе динамического реометра был разработан дополнительный метод испытания MSCR (ASTM D7405, AASHTO TP70, ГОСТ Р 58400.6), основанный на измерении ползучести битума в режиме импульсного

нагружения с учетом восстановленной деформации. В качестве примера на рис. 47 показан фрагмент результатов испытания битума на ползучесть методом MSCR в режиме импульсного нагружения.

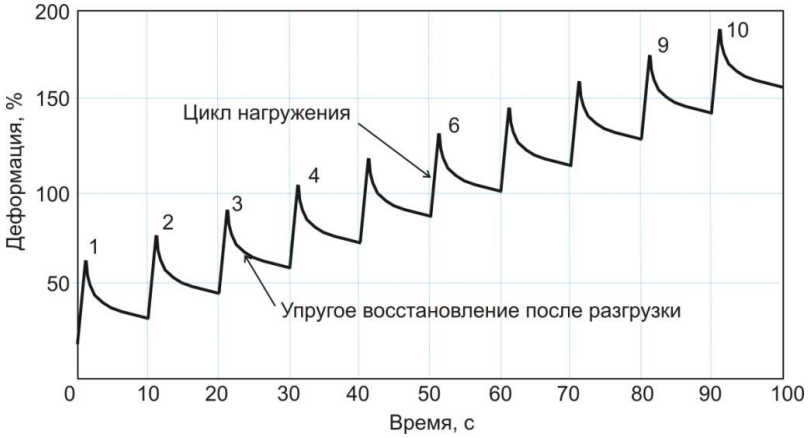


Рисунок 47. График испытания битума импульсной нагрузкой 100 Па методом MSCR

Каждый цикл испытания методом MSCR включает нагружение образца в течение 1 с и разгрузку для восстановления упруго-эластичной деформации в течение 9 с. Испытания проводят при трех уровнях нагрузки (100 Па, 1600 Па и 3200 Па). Определяемая скорость ползучести битумов и ПБВ коррелирует со скоростью накопления пластических деформаций асфальтобетона в гораздо большей степени, чем вязкоупругие характеристики, определяемые базовым методом DSR.

Скорости ползучести битумных материалов в режимах циклического и статического нагружения взаимосвязаны между собой, однако импульсные нагрузки могут ускорять процесс течения. Методы учета влияния вибрации на течение дисперсных систем нашли применение при исследовании суспензий с водной и газовой дисперсионной средой [200]. Влияние эффекта тиксотропии на величину необратимой деформации асфальтобетона при воздействии циклических нагрузок изучал В.Н. Носков [201]. Однако данных о влиянии цикличности нагружения на скорость течения битумных материалов пока мало, чтобы делать однозначные выводы.

Сложный характер необратимого деформирования битумных дисперсных систем при сдвиге обнаруживается при испытаниях на ротационных вискозиметрах, пластометрах и другими методами. Типичные кривые течения битумных материалов с различной концентрацией дисперсной фазы, отражающие зависимость скорости необратимой деформации от нагрузки, приведены на рис. 48.

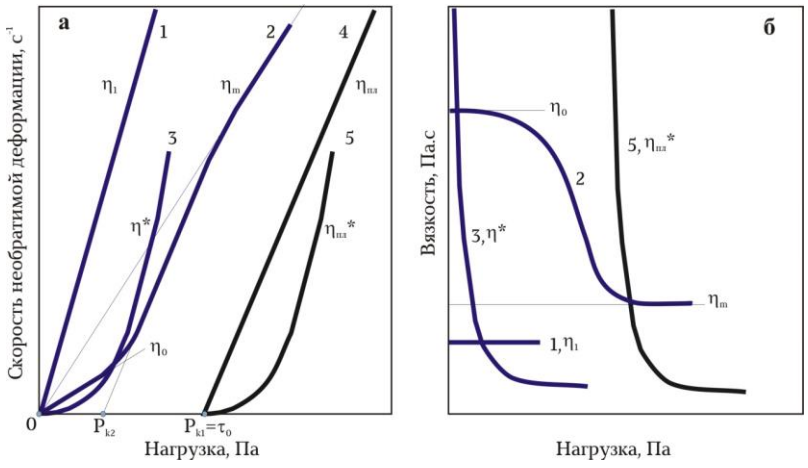


Рисунок 48. Кривые течения (а) и кривые вязкости (б) битумных систем: 1 – ньютоновская жидкость; 2 – структурированная жидкость с наибольшей и наименьшей вязкостью; 3 – структурированная жидкость Оствальда-де Вилье; 4 – пластичное тело Бингама; 5 – пластичное тело с эффективной вязкостью.

Линейная зависимость 1 соответствует вязкому течению ньютоновской жидкости с постоянным коэффициентом вязкости η_1. Подобные зависимости между напряжениями и скоростями деформации обнаружены у горячих битумов в жидком состоянии [202]. Кривые (2–5) представляют варианты нелинейного (неньютоновского) течения структурированных битумных систем. Вязкость неньютоновских жидкостей зависит от напряжения и скорости необратимой деформации.

Кривая 2 соответствует сдвиговому деформированию объемного битума и мастик в диапазонах низких технологических и достаточно высоких эксплуатационных температур [57,202]. Подобные реограммы характеризуют течение структурированных жидкостей при разной степени разрушения: от практически неразрушенной структуры с предельно высокой вязкостью η_0 в области малых скоростей сдвига до максимально разрушенной структуры с вязкостью η_m [203]. Кроме этого материал характеризуется динамическим пределом текучести по Бингаму P_{k2}. Эффективная вязкость η^* принимает промежуточные значения между η_0 и η_m в зависимости от градиента скорости сдвига.

Молекулярно-кинетическая интерпретация реологической кривой 2 исходя из представлений течения структурированных жидкостей представлена как суммы двух процессов: разрушения межмолекулярных связей и восстановления части разорванных связей в результате теплового (броуновского) движения частиц дисперсионной среды [136]. Аномалию вязкости в полимерных системах объясняют и другие теории, например, гидродинамические, теории Г. Эйринга и его последователей. В гидродинамических теориях в качестве основного фактора снижения сопротивления сдвигу рассматривается изменение формы макромолекул.

Теория Эйринга связывает явление аномалии вязкости с влиянием напряжения или скорости сдвига на высоту потенциального барьера, препятствующего переходу молекулярно-кинетических единиц из одного равновесного положения в другое [140]. Экспоненциальная зависимость вязкости от уровня напряженного состояния была получена при учёте энтропийного характера высокоэластической обратимой деформации цепочечных макромолекул, вытянутых в потоке жидкости и стремящихся свернуться обратно в исходную, наиболее вероятную при данной температуре конформацию [204].

Для описания кривых течения нефтяных дисперсных систем специально разработана фрактальная теория, объясняющая аномальную зависимость вязкости от скорости сдвига спецификой пространственного строения фрактальных агрегатов коллоидных частиц [205]. Согласно этой теории вязкость при заданной скорости сдвига определяется концентрацией фрактальных агрегатов с размерностью поверхности D в пределах от 2 до 3 и радиусом фрактального агрегата R. Причем зависимость вязкости от скорости сдвига подобна зависимости радиуса фрактального агрегата от скорости сдвига.

Кривая течения 3 получена при испытании на сдвиг наполненных битумных мастик [206]. Было показано, что между скоростью течения $\dot{\gamma}$ и напряжением τ существует степенная зависимость Оствальда-де Вилье.

$$\tau = \eta^{*}\dot{\gamma}^{n} \tag{70}$$

где n - показатель степени разрушения структуры.

Степенные зависимости скорости продольной необратимой деформации от растягивающих напряжений характерны при испытании асфальтобетона в условиях ползучести как при растяжении [207], так и изгибе [169]. При изгибе диапазон измерений продольной (трутоновской) скорости необратимой деформации включал 7 десятичных порядков. Независимо от временного интервала измерений ни при одной из схем деформирования образцов из бинарных смесей и асфальтобетона не были обнаружены области ньютоновского течения с вязкостью условно неразрушенной структуры.

В наиболее популярном уравнении Освальда де Вилье скорость необратимой деформации можно рассматривать как результирующую скоростей сдвига битумных прослоек, находящихся в неоднородном напряженном состоянии. Статистическое распределение перенапряженных битумных связей является своего рода сглаживающим фактором между областями деформирования дисперсных систем с различной степенью разрушения структуры. Поэтому неоднородность является ответственной за разброс результатов механических испытаний, приводит к «размыванию» динамического предела текучести по Бингаму, который в высоконаполненных системах теряет смысл характерной константы.

П.А. Ребиндер и Н.В. Михайлов предложили разделять реологические тела на жидкообразные и твердообразные в зависимости от характера кривой течения и периода релаксации. К жидкообразным телам относятся ньютоновские и структурированные жидкости, не имеющие предельного напряжения сдвига P_{k1}. Такие тела текут при приложении сколь угодно малого напряжения. К твердообразным относятся упруго-пластичные тела, обладающие статическим предельным напряжением сдвига.

Зависимость эффективной вязкости от напряжения или скорости сдвига считается основной характеристикой структурно-механических свойств дисперсных систем. В установившемся потоке эффективная вязкость является итоговой характеристикой, описывающей равновесное состояние между процессами разрушения и восстановления структуры.

При испытании асфальтобетона на сдвиг реологическая кривая скорости необратимого деформирования имеет характерный вид 5 на рис. 48 (а). Начало кривой соответствует статическому пределу текучести по Шведову P_{k1}. В отличие от идеальной кривой течения пластической жидкости (модель 4), реологическая кривая 5 является нелинейной, что установлено при испытании образцов асфальтобетона различными методами, включая методом кручения [201,208].

Статический предел текучести асфальтобетона зависит от напряженно-деформированного состояния и структуры минерального остова, что установлено исследованиями Н.В. Горелышева с сотрудниками [22] и другими авторами. Кроме статического предела текучести основным параметром реологической кривой (5) на рис. 48 является эффективная пластическая вязкость $\eta^*_{пл}$, зависящая от условий деформирования: температуры, нормального и касательного напряжения и градиента скорости сдвига. Эффективная пластическая вязкость $\eta^*_{пл}$ определяется по следующей зависимости.

$$\eta^*_{пл} = \frac{\tau - \tau_0}{\dot{\gamma}}, \tag{71}$$

где τ - касательные напряжения от действия внешних сил, Па;

τ_0 - статический предел текучести, $\tau_0 = P_{k1}$, Па;

$\dot{\gamma}$ - градиент скорости сдвига, $с^{-1}$.

Эффективная пластическая вязкость $\eta^*_{пл}$ при увеличении касательных напряжений $\tau > \tau_0$ снижается, что характерно для неньютоновского течения высококонцентрированных дисперсных систем. Реологическая зависимость в этом случае описывается уравнением Гершеля – Балкли.

$$\tau = \tau_0 + \eta^*_{пл}\dot{\gamma}^n \tag{72}$$

При отсутствии статического предел текучести ($\tau_0 = 0$) уравнение Гершеля–Балкли принимает вид зависимости Оствальда-де Вилье (70).

Разработка моделей деформирования дисперсных систем, объясняющих степенную зависимость между напряжением и скоростью деформации, весьма актуальна [209]. Можно допустить, что нелинейное необратимое деформирование битумных материалов связано со степенными зависимостями протяженности линий сдвига и площадей скольжения от масштаба измерений. Тогда с одной стороны их фрактальная размерность характеризует степень структурирования и релаксационную природу битумных прослоек. С другой стороны, по экспериментальным закономерностям деформирования можно характеризовать фрактальную структуру материала.

Эмпирическое уравнение Гершеля–Балкли является наиболее популярным у исследователей для адекватного описания необратимые (остаточные) деформации большинства реальных материалов. Применительно к образованию колеи пластичности в асфальтобетонном покрытии оно имеет следующий вид [210].

$$\dot{\gamma}_{\text{пл}}(T) = \dot{\gamma}_{\text{л}} \left(\frac{\tau_{\text{а}}}{C_{\text{л}}}\right)^{1/m} exp\left[-\frac{U}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{\text{л}}}\right)\right], \quad (73)$$

где $\dot{\gamma}_{\text{пл}}(T)$ - скорость необратимой деформации сдвига асфальтобетона в покрытии, c^{-1};

$\dot{\gamma}_{\text{л}}$ - скорость деформации сдвига, установленная при испытании образцов в лаборатории, c^{-1};

$\tau_{\text{а}}$ - активное напряжение сдвига от колеса расчетного автомобиля (разность между максимальным касательным напряжением и пределом текучести), МПа;

$C_{\text{л}}$ – лабораторный показатель сцепления асфальтобетона при сдвиге, МПа;

m - коэффициент пластичности асфальтобетона по Г.М. Бартеневу;

U - энергия активации вязкопластичного деформирования и разрушения по Г.М. Бартеневу, кДж/моль;

R - газовая постоянная, 0,008314 кДж/К моль;

T - температура асфальтобетонного покрытия по Кельвину, К;

$T_{\text{л}}$ - температура асфальтобетонных образцов при испытании в лаборатории, К.

Особенности упругого деформирования битумных материалов также важны для практического применения при расчете дорожных конструкций. Прежде всего это связано с тем, что основной характеристикой прочности дорожных конструкций является модуль упругости. Оценка прочности нежестких дорожных одежд проводится по деформации упругого прогиба покрытия [211].

Модуль упругости асфальтобетона зависит от температуры и времени нагружения вследствие релаксационной природы битумных пленок, связывающих зерна минеральных материалов в монолит. В соответствии с экспериментальными данными модуль упругости асфальтобетона изменяется в широких пределах (до четырех десятичных порядков) в зависимости от температурно-временных условий нагружения дорожных покрытий. При низких температурах и высоких скоростях нагружения асфальтобетон ведет себя как упругое тело Гука, сопоставимое по жесткости с цементобетоном. При высоких температурах и длительном приложении нагрузки асфальтобетон становится вязкопластичным, когда статический модуль упругости относительно мал и существенно зависит от напряженно-деформированного состояния материала в покрытии [130]. Математические модели упругого деформирования битумных материалов в зависимости от условий нагружения важны при расчете долговечности асфальтобетонных покрытий [212].

Механические испытания битумных материалов могут проводиться в лаборатории при различных схемах деформирования, будь то сжатие, изгиб или сдвиг. При этом важно соблюсти требуемые температуры, времена действия нагрузки и режимы нагружения, близкие условиям работы в дорожном покрытии. Методы динамических испытаний синусоидальной нагрузкой, разработанные первоначально для исследований вязкоупругих свойств полимеров [213,214], широко применяют для оценки реологических свойств битумов и асфальтобетонов. На динамических методах испытаний основана методология проектирования асфальтобетона «Суперпейв», разработанная в США [40,199]. Для определения динамического модуля упругости асфальтобетонных образцов-цилиндров в широком диапазоне температурно-частотного нагружения разработан стандарт ASTM D 3497. В европейских нормах предусмотрены стандартные методы испытаний асфальтобетона на циклическое сжатие EN 12697-25 и изгиб EN 12697-26. Практически все методы динамических испытаний вязкоупругих битумных материалов продублированы в стандартах России серии «Дороги автомобильные общего пользования».

Оценка вязкоупругих характеристик материалов при циклическом деформировании основаны на теории механических колебаний. Силы, действующие на любую частицу деформируемого тела, теоретически можно разложить на упругие (пропорциональные перемещению), вязкие (пропорциональные скорости перемещения) и инерционные (пропорциональные ускорению). Тогда силу $F(t)$ при синусоидальном деформировании материала можно представить в виде суммы трех составляющих.

$$F(t) = kx_0\, sin(\omega t) + \mu\omega x_0\, cos(\omega t) - m\omega^2\, x_0\, sin(\omega t) \qquad (74)$$

где k – модуль жесткости, Н/м;
x_0 – амплитуда перемещения частицы, м;
ω - круговая частота, рад/с;
t – время, с;
μ – модуль вязкости, (Н*с)/м;
m – масса частицы, кг.

В результате преобразования уравнение (74) принимает следующий вид.

$$F(t) = F_0 \, sin(\omega t + \delta) \tag{75}$$

где F_0 – амплитуда действующего на частицу усилия, Н;
δ – угол сдвига фаз или угол механических потерь, рад:

$$\delta = arc\,tan\left(\frac{\mu\omega}{k - m\omega^2}\right) \tag{76}$$

Если на вязкоупругое тело будет действовать нагрузка, изменяющаяся во времени по синусоиде, то деформация тела также будет изменяться по синусоидальному закону, но с отставанием по фазе на угол δ.

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \, sin(\omega t - \delta) \tag{77}$$

где ε_0 – амплитуда деформации.

Отставание по фазе деформации от нагрузки наблюдается при любой схеме деформирования битумных материалов, показанной на рис. 49.

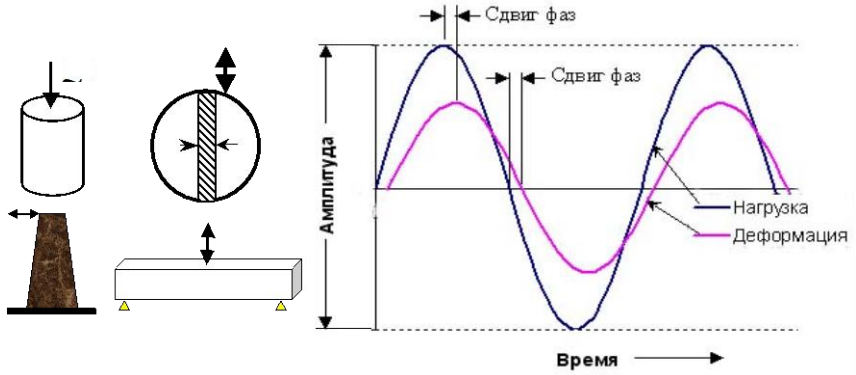


Рисунок 49. Схемы испытаний образцов циклической нагрузкой

При гармоническом режиме деформирования модуль упругости вязкоупругого материала представляет собой комплексную величину, состоящую из действительной и мнимой части.

$$E^* = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} = \frac{\sigma_0 \cdot e^{i\omega t}}{\varepsilon_0 \cdot e^{i(\omega t - \delta)}} = \frac{\sigma_0 \cdot sin(\omega t)}{\varepsilon_0 \cdot sin(\omega t - \delta)} = E' + iE'' \,, \tag{78}$$

где E^* - комплексный модуль упругости, МПа;

$\sigma(t)$ – напряжение, изменяющийся во времени по гармоническому закону, МПа;

$\varepsilon(t)$ – деформация в зависимости от времени;

σ_0 - амплитуда напряжения, МПа;

ε_0 - амплитуда деформации;

E' - упругий модуль или модуль эластичности, МПа;

E'' – модуль механических потерь или вязкий модуль, МПа;

i - мнимая единица, равная $\sqrt{-1}$.

или

$$E^* = |E^*| cos\,\Phi + |E^*|\, sin\,\Phi\,, \tag{79}$$

где $|E^*|$ - абсолютная величина комплексного модуля, получившая название динамический модуль упругости, МПа;

Ф - угол сдвига фаз между напряжениями и деформациями с учетом поправки на фактор инерции, град.

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} = \sqrt{(E')^2 + (E'')^2}\,, \tag{80}$$

$$tan\,\Phi = \frac{E'}{E''}\,, \tag{81}$$

Отношение модуля механических потерь к модулю эластичности принято называть коэффициентом механических потерь. При испытаниях асфальтобетона угол сдвига фаз Ф в градусах определяется по следующей зависимости.

$$\Phi = 360\,\frac{\mathrm{t_i}}{\mathrm{t_p}}\,, \tag{82}$$

где t_i – время отставания деформации от напряжения при циклических испытаниях, с;

t_p – период колебания напряжения в асфальтобетоне, с.

При значениях Ф=0 град материал деформируется как абсолютно упругое тело Гука, а при Ф=90 град как абсолютно вязкая жидкость Ньютона. В реальных же условиях в зависимости от соотношения вязких и упругих свойств материала угол сдвига фаз принимает значения в пределах от 5 до 45 град [215].

Угол сдвига фаз зависит от условий испытания, состава и степени уплотнения асфальтобетона не однозначно. По результатам исследований [216] характер зависимостей угла сдвига фаз от частоты при температурах испытания 20 и 40°С оказался противоположным друг другу. При температуре 20°С увеличение частоты нагружения от 0,1 до 50 Гц привело к понижению

угла сдвига фаз на 8 град., а при 40°С показатель, наоборот, увеличился примерно на 10 град.

Графики зависимости угла сдвига фаз между напряжениями и деформациями в зависимости от температуры и частоты нагружения имеют куполообразный вид [217,218]. Характер изменения угла сдвига фаз в зависимости от температуры при различных частотах нагружения, установленный на вибростенде при 2-х точечном (консольном) изгибе асфальтобетонных образцов-призм, соответствует температурным зависимостям интенсивности изменения комплексного модуля упругости [128]. Можно утверждать, что угол сдвига фаз и коэффициент пластичности имеют одну и ту же релаксационную природу.

Следует обратить особое внимание на зависимость вязкоупругих характеристик асфальтобетона от напряженно-деформированного состояния. Анализ результатов испытаний, представленных в научно-техническом отчете [219], показал, что боковое давление приводит к повышению жесткости материала. На рис. 50 видно, как влияет напряженно-деформированное состояние цилиндрических образцов на вязкоупругие характеристики асфальтобетона с номинальной крупностью минеральных зерен 9,5 мм (образцы испытывались на осевое сжатие циклической нагрузкой с частотой 0,1, 1 и 10 Гц при температуре 45°С).

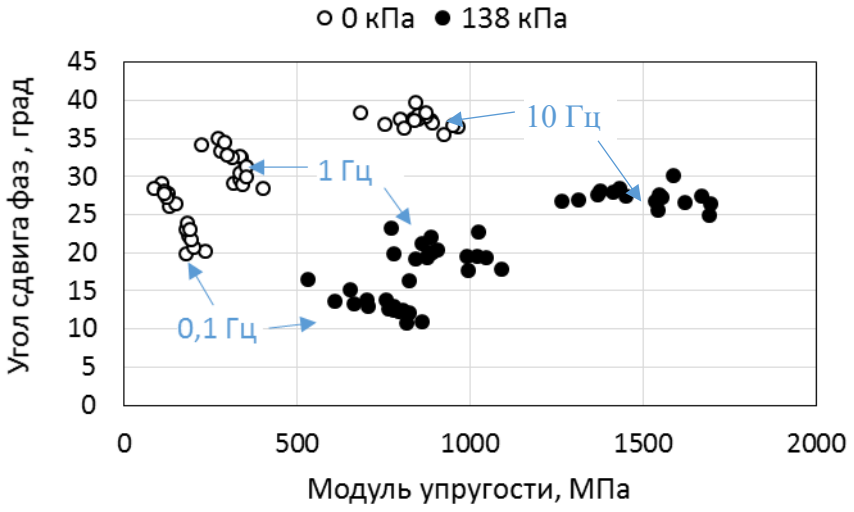


Рисунок 50. Влияние частоты нагружения (0,1; 1; 10 Гц) и бокового давления (0 и 138 кПа) на вязкоупругие характеристики асфальтобетона

При увеличении бокового давления на образец от 0 до 138 кПа модуль упругости увеличился в среднем на 600 МПа, а угол сдвига фаз уменьшился примерно на 13 град. Примечательно, что указанные изменения жесткости не зависят от частоты приложения нагрузки, т.к. на рис. 50 смещения

вязкоупругих характеристик при частотах нагружения 0,1, 1 и 10 Гц примерно одинаковые.

К сожалению, существенное влияние напряженно-деформированное состояние на модуль упругости асфальтобетона не учитывается при расчете нежестких дорожных одежд.

Для определения инвариантных вязкоупругих характеристик асфальтобетона, соответствующих линейной области деформирования, рекомендуется ограничивать амплитуды напряжений или деформаций при испытании образцов [128]. Оценка вязкоупругих свойств в области линейного деформирования, приближенная к реальным условиям эксплуатации асфальтобетонных покрытий, позволяет оперировать инвариантными расчетными характеристиками, независимыми от напряжений. В области линейной вязкоупругости применим принцип суперпозиции Больцмана (65), который устанавливает связь между реологическими характеристиками при различных режимах нагружения, что крайне важно для расчета асфальтобетонных покрытий.

При гармоническом режиме деформирования образцов кроме вязкоупругих характеристик оценивают усталостную прочность или выносливость асфальтобетона. Чтобы зафиксировать время разрушения асфальтобетона в пределах ограниченного срока проведения лабораторных испытаний амплитуда нагрузки при оценке выносливости должна быть выше, чем при определении модуля упругости. На практике испытания по определению жесткости и выносливости асфальтобетона при изгибе совмещают, при этом усталостную прочность характеризуют количеством циклов нагружения до момента снижения модуля упругости на 50 % от первоначального значения.

Вязкоупругие свойства битумных материалов также можно определять по результатам испытаний образцов на ползучесть в режиме статического нагружения. Если в момент времени t=0 к образцу приложить напряжение σ=const, то деформирование в режиме ползучести можно описать следующим уравнением [193].

$$\frac{\varepsilon(t)}{\sigma} = I_0 + \psi(t) + \frac{t}{\eta^*_{\text{пл}}}, \tag{83}$$

где $\varepsilon(t)$ – деформация в зависимости от времени t;

I_0 - мгновенная податливость материала, Па$^{-1}$;

$\psi(t)$ - функция ползучести или последействия, Па$^{-1}$;

$\eta^*_{\text{пл}}$ - эффективная пластическая вязкость асфальтобетона, Па·с.

Мгновенная податливость I_0, как обратная величина условно мгновенного модуля упругости E_0, пропорциональна упругой деформации в начальный момент нагружения при t близком к нулю. При $t > 0$ под действием нагрузки

одновременно развиваются как обратимые, так и необратимые деформации. В результате разрушения структурных связей битумоминерального материала при увеличении нагрузки снижается эффективную вязкость, что приводит к усечению длинновременной части функции ползучести.

На основании экспериментальных данных была определена следующая степенная зависимость податливости $I(t)$ от времени нагружения [220].

$$I(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma} = At^{p} \tag{84}$$

где A – податливость битумных материалов в момент времени $t = 1$, Па$^{-1}$.

При динамических испытаниях образцов воздействием гармонической нагрузки вязкоупругие характеристики асфальтобетона определяют в зависимости от частоты нагружения. При увеличении частоты приложения нагрузки, как и при снижении температуры, жесткость асфальтобетона повышается. Для построения обобщенной (полной) кривой зависимости модуля упругости от времени действия нагрузки и температуры применяют метод температурно-временной суперпозиции или аналогии (ТВА), который предложен в 1939 году А.П. Александровым и Ю.С. Лазуркиным как чисто эмпирический способ обработки экспериментальных данных по частотным зависимостям динамического модуля, измеренным при разных температурах [221]. В соответствии с ТВА существует физическая взаимосвязь между временной (частотной) и температурной зависимостями вязкоупругих свойств материалов, что позволяет приводить результаты механических испытаний вязкоупругих тел к обобщенной кривой жесткости, как показано на рис. 51.

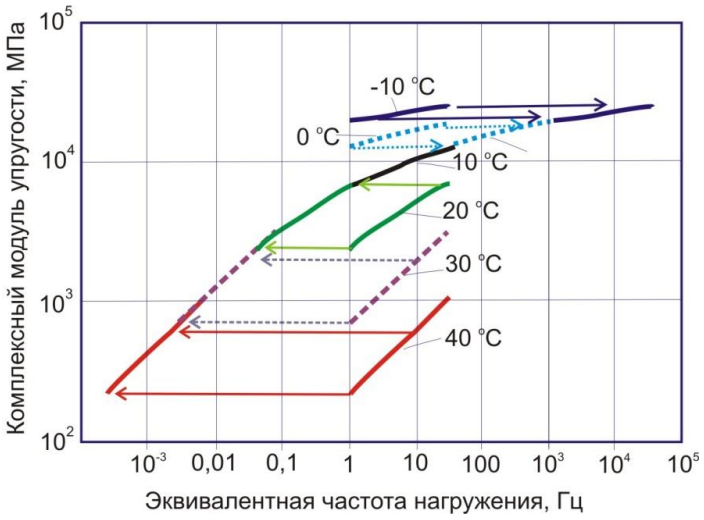


Рисунок 51. Построение обобщенной зависимости комплексного модуля упругости асфальтобетона от температуры и частоты нагружения

В качестве начала отсчета выбирается произвольная температура приведения, в рассматриваемом примере это плюс 10°С. Затем изохорные кривые модуля упругости, полученные экспериментально при различных температурах, сдвигаются по направлению временной оси до совмещения с основной кривой, соответствующей принятой температуре приведения. Аналогично можно построить температурную зависимость модуля упругости, приведенную к заданной частоте или времени нагружения. Получив две обобщенные кривые и соответствующие коэффициенты температурно-временного приведения, можно легко определить модуль упругости при любых заданных температурно-временных условиях нагружения.

По результатам стандартных испытаний образцов в достаточно широком интервале температур (например, от минус 30 до плюс 40°С) и при частотах нагружения в диапазоне от 0,1 до 50 Гц можно построить практически «полную» кривую комплексного модуля упругости в зависимости от логарифма произведения частоты и коэффициента приведения.

Температурный коэффициент приведения в методе ТВА можно определить исходя из термофлуктуационной природы деформирования по формуле.

$$Log \propto_T = \frac{U}{2{,}3R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0}\right), \qquad (85)$$

где $\propto_T$ – коэффициент приведения;

U - экспериментальная величина энергии активации, Дж/моль;

R - газовая постоянная, 8,314 Дж/К моль;

T - температура испытания материала, К;

T_0 - температура приведения, К.

Температурная зависимость процессов релаксации и разрушения асфальтобетона выше температуры стеклования и ниже температуры пластичности характеризуется примерно одними и теми же величинами энергии активации.

Первоначальная альтернативная зависимость коэффициента приведения, известная как формула Вильямса-Ландела-Ферри, имеет следующий вид [213].

$$Log \propto_T = \frac{C_1(T - T_0)}{C_2 + T - T_0}, \qquad (86)$$

где C_1 и C_2 – эмпирические постоянные, зависящие от температуры приведения T_0.

Результаты оценки комплексного модуля упругости в зависимости от температуры и частоты нагружения можно обрабатывать и с помощью полинома второго порядка [222]. Зависимость коэффициента приведения модуля упругости асфальтобетона к температуре 20°С показана на рис. 52.

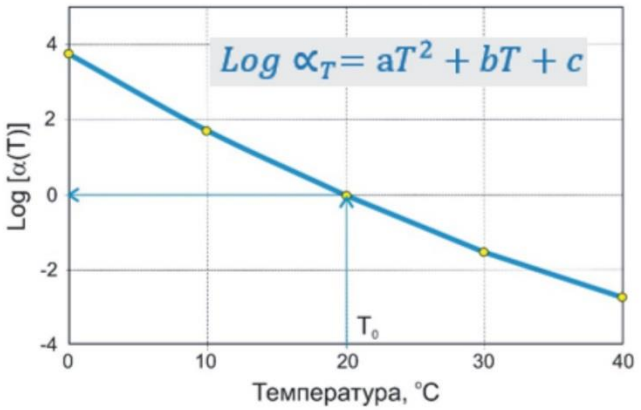


Рисунок 52. Температурный коэффициент приведения модуля упругости асфальтобетона

Для предсказания жесткости битумных материалов в зависимости от условий эксплуатации применяются различные модели и соответствующие математические зависимости. Одна из первых моделей жесткости битумов разработана Ван дер Полем по результатам стандартных испытаний [223]. Работая в исследовательской лаборатории нефтяной компании Shell в Амстердаме, Ван дер Поль предложил оценивать вязкоупругие свойства битумов разных типов дисперсной структуры модулем жесткости или модулем деформации в зависимости от времени нагружения (частоты) и температуры. В дальнейшем такой же подход был распространен и на битумоминеральные материалы [224].

Модуль жесткости битумов и битумоминеральных материалов $S(T,t)$ вычисляется по следующей зависимости.

$$S(T,t) = \frac{\sigma_p}{\varepsilon(T,t)} \tag{87}$$

где σ_p - растягивающее напряжение, Па;

$\varepsilon(T,t)$ - относительная деформация при растяжении, включающая в общем виде обратимую (упругую) и необратимую (вязкую) составляющие;

T - температура испытания, °C;

t - время действия постоянной нагрузки, с.

По эмпирической номограмме Ван дер Поля легко установить модуль жесткости битума при заданной температуре и времени действия нагрузки, если известны его температура размягчения по методу «Кольцо и шар», глубина проникания иглы (пенетрация) при 25 °C и температура T_{800pen}, при которой пенетрация равна 800 мм/10.

Учитывая основное влияние свойств битума на модуль упругости асфальтобетона, большое внимание придается экспериментальному

определению вязкоупругих характеристик битумов и полимерно-битумных вяжущих. Так для оценки комплексного модуля упругости и классификации битума маркой PG по стандартам «Суперпейв» (США) испытываются образцы диаметром 25 мм и толщиной 7 мм в условиях кручения на динамическом сдвиговом реометре DSR. В то же время не утрачен интерес к оценке модуля жесткости при различных режимах деформирования исходя из самых простых стандартных показателей битума: пенетрации и температуры размягчения.

Эмпирическая зависимость модуля жесткости плотного асфальтобетона S_a от модуля жесткости битума S_{bit} имеет следующий вид [225].

$$S_a = S_{bit} \cdot \left[\left(1 + \frac{2,5}{n}\right) \cdot \frac{C_v^1}{1 - C_v}\right]^n, \tag{88}$$

где $C_v = \frac{V_m}{V_m + V_{bit}}$ - объемное содержание минеральной части в асфальтобетонной смеси;

$$C_v^1 = \frac{C_v}{0,97 + 0,01[100 - (1 - C_v)]};$$

$$n = 0,83 \cdot Log(40000\text{МПа})/S_{bit}.$$

Зависимость (88) основана на моделях гетерогенных систем, предложенным Хиршем [226] и Хазиным [227], которые представляют собой комбинации из параллельно и последовательно соединенных элементов (фаз) разной жесткости. Модель Хирша позже была усовершенствована применительно к асфальтобетону Кристенсеном с соавторами [228] в соответствии со схемой на рис. 53.

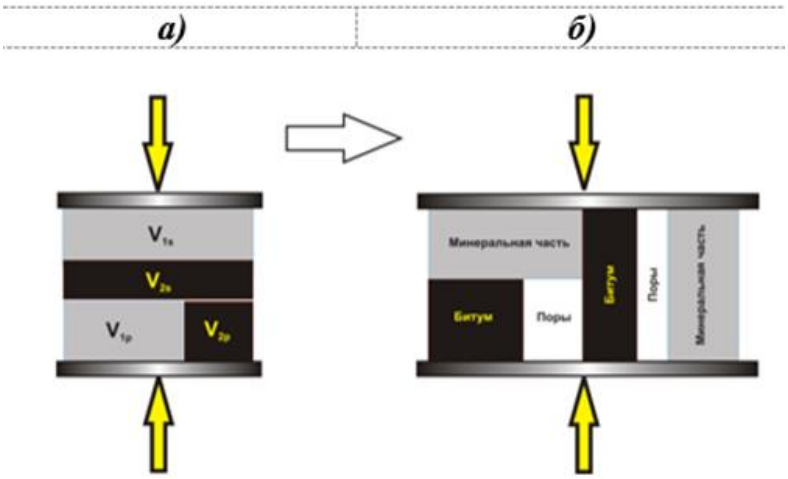


Рисунок 53. Модели композиционных материалов по Хиршу (а) и Кристенсену (б)

Показатели жесткости компонент асфальтобетона существенно различаются между собой, завися по разному от температуры и времени

приложения нагрузки. При высоких температурах деформацию определяют в основном последовательно соединенные элементы модели Кристенсена, а при низких температурах – параллельные. Модуль упругости композиционного материала характеризуется соотношением последовательных и параллельных элементов. В результате последовательного и параллельного объединения трех механических моделей фаз (минерального материала, битумного вяжущего и воздушных пустот) установлена математическая зависимость динамического модуля упругости асфальтобетона от жесткости и объемного содержания минеральной части и битума.

Модели Хирша и Кристенсена напоминают механические модели вязкоупругости, составленные из параллельно и последовательно соединенных пружин и плунжеров, однако они могут оказаться более информативными, например, при описании соотношения продольных и поперечных деформаций. При последовательном соединении элементов минерального материала и битума их деформации в продольном направлении суммируются, а в поперечном направлении приравниваются друг к другу. При параллельном же соединении элементов, наоборот, продольные деформации минеральной части и битума равны, а поперечные суммируются. В следствие этого можно характеризовать по соотношению показателей жесткости последовательных и параллельных элементов в модели композиционного материала не только модуль упругости, но и коэффициент Пуассона. Отсюда следует, что экспериментально установленные зависимости модуля упругости, коэффициента Пуассона и коэффициента линейного температурного расширения асфальтобетона от температуры имеют одну и ту же физическую природу.

Эмпирические модели, основанные на корреляции модулей композиционного материала и вяжущего, широко используются в руководствах по расчету дорожных одежд компании Shell [229], института асфальта (США) [230], Британии [231], Франции [232] и в других методических документах. Модель модуля упругости, зависящая от консистенции битумного вяжущего предложена в работе [233]. Отмечается адекватность этой модели результатам испытаний образцов асфальтобетона и полимерасфальтобетона с оптимальным содержанием вяжущего для области температур от минус 20 до плюс 50°С и диапазона частот деформирования от 0,01 до 40 Гц с погрешностью не более 15 %.

Большой объем экспериментальных исследований, направленных на установление взаимосвязи упругих свойств битумов и асфальтобетонов, был выполнен в технических университетах США. Во многом это было связано с переходом на новые методы испытаний и маркировку дорожных битумов и полимерно-битумных вяжущих при реализации программы SHRP (англ. Strategic Highway Research Program – Программа стратегических исследований в области автомобильных дорог), а также с разработкой механико-

эмпирического метода проектирования дорожных покрытий и соответствующего Руководства по механико-эмпирическому проектированию дорожных одежд MEPDG (англ. Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide). Было предложено для определения комплексного модуля упругости и марки битума испытывать образцы диаметром 25 мм и толщиной 7 мм с помощью динамического сдвигового реометра DSR по ASTM D 7175. По динамическому модулю сдвига вяжущих прогнозируют модуль упругости асфальтобетонов. На разработку механико-эмпирического метода MEPDG существенно повлияли результаты исследований на испытательном стенде SPT, позволяющем задавать циклические режимы нагружения цилиндрических образцов асфальтобетона как при одноосном, так и трехосном сжатии [234].

В руководстве MEPDG [235] кривая модуля упругости асфальтобетона представлена эмпирической зависимостью М.В. Витчека в виде следующей сигмоидальной функции.

$$Log|E^*| = \delta + \frac{\alpha}{1+e^{\beta+\gamma(Log\, t_r)}}, \qquad (89)$$

где $|E^*|$ - динамический модуль упругости асфальтобетона при начальной температуре приведения, psi (1 psi=0,00689 МПа);

t_r – время нагружения, приведенное к начальной температуре, с;

δ, α - коэффициенты, характеризующие соответственно минимальное и максимальное значения модуля упругости, зависящие от зернового состава, содержания битума и пористости асфальтобетона;

β, γ - коэффициенты, характеризующие форму S-образной кривой.

Приведенное время нагружения t_r в зависимости (89) выражается через коэффициент приведения $\propto_T$, который вычисляется по усредненным параметрам чувствительности битума к температуре. Последние могут назначаться в зависимости от марки PG, характеризующей интервал работоспособности вяжущего, или же в результате реологических испытаний. Анализ коэффициентов уравнения (89) достаточно подробно представлен в информационном сборнике [130].

Примечательно, что зависимость М.В. Витчека аналогична по форме математическим моделям модуля упругости, которые предлагались ранее А.В. Руденским, Л. Франкеном и др. Так в европейских методиках расчета асфальтобетонных покрытий применяется следующая зависимость [236].

$$|E^*| = R_s \cdot E_{max}, \qquad (90)$$

где R_s – фактор приведения, изменяющийся в зависимости от температуры и времени приложения нагрузки в интервале от 0 до 1;

E_{max} - максимальный модуль упругости, соответствующий стеклообразному состоянию асфальтобетона, МПа.

Фактор приведения R_s вычисляется по уравнениям регрессий, например, исходя из значений пенетрации и индекса пенетрации применяемого битума, а максимальный модуль упругости по эмпирической зависимости [237].

$$E_{max} = 14360\left(\frac{M_v}{B_v}\right)^{0,55} exp\left(-0,0584V_{\text{пор}}^{\text{о}}\right), \quad (91)$$

где M_v - содержание минерального материала в асфальтобетоне, % объема;

B_v - содержание битумного вяжущего, % объема;

$V_{\text{пор}}^{\text{о}}$ - содержание пустот или остаточная пористость асфальтобетона, %.

S-образные кривые зависимости модуля упругости битумов и асфальтобетонов от температуры и частоты нагружения установлены многими исследователями при циклических испытаниях образцов. В наиболее общем виде модуль упругости асфальтобетона в зависимости от температуры и частоты нагружения описывается следующей зависимостью [24].

$$E(T,\omega) = E_0\left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^{m(T,\omega)} exp\left[\frac{m(T,\omega)U}{R}\left(\frac{1}{T}-\frac{1}{T_0}\right)\right], \quad (92)$$

где $E(T,\omega)$ – модуль упругости асфальтобетона в зависимости от температуры и частоты нагружения, МПа;

E_0 - расчетный модуль упругости при температуре T_0 и частоте нагружения ω_0, МПа;

ω – частота приложения нагрузки, Гц;

ω_0 – расчетная частота нагружения, Гц;

$m(T,\omega)$ - коэффициент пластичности, зависящий от температуры и частоты нагружения;

U - энергия активации деформирования и разрушения асфальтобетонных образцов при растяжении, Дж/моль;

R - газовая постоянная, равная 8,314 Дж/К·моль;

T - температура испытания, К;

T_0 –температура приведения, например, равная 273 К.

Для термофлуктуационной модели модуля упругости асфальтобетона возможны различные варианты представления коэффициента пластичности $m(T,\omega)$, раскрытию физической природы которого посвящено большое число публикаций [21,238,239,240]. Развивая известные представления, можно интерпретировать коэффициент пластичности как произведение вероятностей вязкопластичного и упругого деформирования [24]. При циклическом деформировании образца коэффициент пластичности m(T,ω) можно выразить через угол механических потерь.

$$m(T,\omega) = p\sin 2\Phi, \tag{93}$$

где p – максимальный коэффициент пластичности, соответствующий середине диапазона вязкопластичности;

Ф – угол сдвига фаз между напряжениями и деформациями, град.

Тем не менее, следует признать, что физическая сущность коэффициента пластичности в моделях деформационной устойчивости асфальтобетона до конца не раскрыта. Поэтому рассмотрим вариант, в котором за основу принята адекватная модель модуля упругости, подобранная на основе сигмоидальной логистической функции Ферми с постоянным коэффициентом пластичности.

$$R_s = \frac{1}{1+e^{-pX}}, \tag{94}$$

где p – максимальный коэффициент пластичности, соответствующий динамическому модулю упругости в середине диапазона вязкоупругости при $R_s = 0{,}5$, когда $E = E_{max}/2$.

X – обобщенный фактор условий испытания.

Обобщенный фактор условий испытания в соответствии с принципом ТВА представлен в следующим виде.

$$X = Ln\frac{\omega}{\omega_0} + \frac{U}{R}\left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{\text{ср}}}\right), \tag{95}$$

где $T_{\text{ср}}$ – температура, соответствующая середине диапазона вязкоупругости при деформировании образцов асфальтобетона с частотой приведения ω_0, К.

$$T_{\text{ср}} = \frac{T_0\frac{pU}{R}}{\frac{pU}{R} + T_0 Ln\left(\frac{E_{max}}{E_0} - 1\right)}, \tag{96}$$

Если же минимальный модуль упругости E_{min} является значимым по величине, что можно наблюдать при значительном гидростатическом давлении в объеме деформируемого образца, то температуру $T_{\text{ср}}$, при постоянной частоте деформирования ω_0 определяют по формуле.

$$T_{\text{ср}} = \frac{T_0\frac{pU}{R}}{\frac{pU}{R} + T_0 Ln\left(\frac{E_{max}-E_{min}}{E_0-E_{min}} - 1\right)}, \tag{97}$$

Численный анализ предлагаемых вариантов прогнозирования модуля упругости асфальтобетона проводили по результатам испытаний образцов-балок от воздействия синусоидальной нагрузки при 4-х точечном изгибе, представленным в стандарте AGPT/T274 [222]. В указанном документе регламентирован порядок построения кривой температурно-частотной

зависимости модуля упругости асфальтобетона по формуле Витчека (89), рекомендуемой механико-эмпирическим методом MEPDG. Температура приведения модуля упругости принята равной 20°С. Степень адекватности термофлуктуационых моделей модуля упругости асфальтобетона оказался не ниже модели Витчека с большим числом подгоночных параметров [246].

Релаксационную природу можно распространить и на температурные деформации асфальтобетона, совмещая графики температурной зависимости модуля упругости и температурной усадки в зоне вязкоупругости, как это представлено на рис. 54.

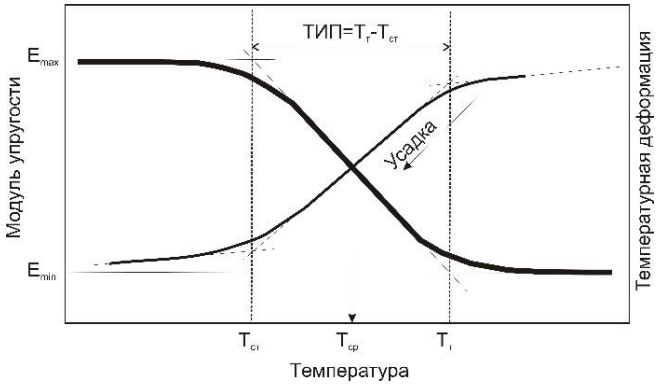


Рисунок 54. Температурных зависимостей модуля упругости и деформации усадки асфальтобетона

При температуре $T_{\text{ср}}$, равной середине температурного интервала пластичности (ТИП), модуль упругости и температурная усадка исследуемого асфальтобетона изменяются в наибольшей степени. Поэтому максимальные значения коэффициента пластичности и коэффициента линейного температурного расширения (КЛТР) приходятся на середину ТИП.

С учетом релаксационной природы температурных деформаций асфальтобетона установлена следующая зависимость КЛТР.

$$a_{aT}(T) = a_{mT} + 6{,}68 \cdot 10^{-6} V_{bit} R_s (1 - R_s) \quad , \qquad (98)$$

где $a_{aT}(T)$ – КЛТР асфальтобетона, зависящий от температуры T;

a_{mT} – КЛТР минеральной части;

V_{bit} – объемное содержание битума в асфальтобетоне, %;

R_s – сигмоидальная логистическая функция Ферми (103), изменяющаяся в пределах от 0 до 1.

Температурная зависимость КЛТР, аппроксимированная формулой (98), адекватная характеризуется высокой сходимостью применительно к экспериментальным данным Ю.Е. Никольского [241], что следует из рис. 55.

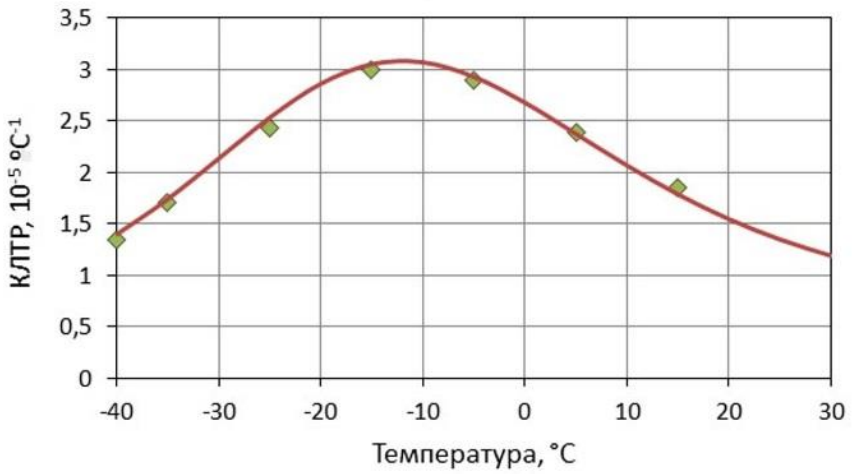


Рисунок 55. Температурная зависимость коэффициента линейного температурного расширения образцов асфальтобетона типа Г на битуме БНД 90/130

Таким образом, термофлуктуационные модели деформирования и разрушения асфальтобетона экспериментально подтверждены лабораторными испытаниями. Структурные параметры рекомендуемых моделей деформирования асфальтобетона соответствуют показателям термофлуктуационно-фрактальной модели долговечности, поэтому могут быть приняты в качестве единой основы прогнозирования модуля упругости, коэффициента Пуассона, эффективной вязкости, температурной деформации и усталостной прочности в зависимости от температуры и времени нагружения образцов.

Есть все основания полагать, что термофлуктуационно-фрактальные модели деформирования и разрушения асфальтобетона позволяют прогнозировать его поведение в реальных условиях нагружения дорожных покрытий, поэтому найдут достойное применение при совершенствовании методик расчета дорожных покрытий по любым критериям прочности.

3.4. Коэффициенты пластичности асфальтобетона

Большинство известных эмпирических моделей деформирования и разрушения асфальтобетона представлены в виде степенных зависимостей от времени нагружения. При этом показатели степени в формулах обычно обозначаются коэффициентами пластичности независимо от того, какие свойства асфальтобетона при этом рассматриваются. В сложившейся ситуации по меньшей мере нужно определиться с терминологией рассматриваемых показателей и уяснить их физический смысл.

В 1949 г. Н.Н. Иванов и М.Я. Телегин, обрабатывая результаты испытаний цилиндрических образцов на сжатие при температуре 22°С, впервые установили степенную зависимость прочности асфальтобетона от скорости деформирования [238]. Показатель степени эмпирической зависимости

прочности от скорости нагружения образцов авторы назвали коэффициентом пластичности. В последствии этот показатель стали применять в качестве дополнительного критерия сопротивления асфальтобетона пластическим деформациям при высоких температурах эксплуатации.

Ш. Юе (Ch. Huet) использовал степенную реологическую модель для описания вязкоупругих свойств асфальтобетона при температуре 20°С в диапазоне частот нагружения от 0,01 до 10 Гц [242]. Показатель степени в реологической модели был также назван коэффициентом пластичности. По результатам испытаний образцов показатель степени оставался практически постоянным при изменении времен приложения нагрузки в пределах от 2-х до 3-х десятичных порядков. Дальнейшие исследования битумных вяжущих и асфальтобетонов методами циклического нагружения показали, что максимум коэффициента пластичности соответствует середине температурно-временного диапазона вязкоупругости.

А.В. Руденский обосновывал степенные зависимости модуля упругости и прочности битумных материалов от времени нагружения, объединив для этого модели Гука и Ньютона на основе универсального показателя пластичности Р, определяемого из кривой ползучести [168]. Для описания зависимости пластичности Р от температуры он предложил использовать нормальный закон распределения Гаусса.

В.А. Золотарев установил степенную зависимости времени до разрушения (долговечности) асфальтобетона от статической нагрузки. При испытании битумных материалов циклическими нагрузками автор также оперирует коэффициентом пластичности, установив релаксационную природу этого показателя [128]. Показатель степени, отражающий одновременно релаксационную сущность процесса деформирования и прочности асфальтобетона, коррелирует с тангенсом угла механических потерь [243]. Кроме того, по данным авторов коэффициент пластичности асфальтобетона при температуре 20°С практически не зависит от схемы деформирования образцов.

Л.С. Губач исследовал зависимость коэффициента пластичности от режима нагружения образцов асфальтобетона. Рассматривая потерю прочности как кинетический процесс, он показал связь результатов испытаний образцов при статическом и динамическом нагружении [244].

В.Н. Носков экспериментально установил влияние режима нагружения на накопление пластических деформаций асфальтобетона при высоких эксплуатационных температурах. Испытывая цилиндрические образцы на кручение, он обнаружил, что увеличение частоты приложения сдвигающих напряжений приводит к росту относительной пластической деформации [201].

Разработчики методологии «Superpave» в США приняли в качестве критерия трещиноустойчивости асфальтобетонных покрытий минимальную

температуру, при которой коэффициент пластичности битумного вяжущего при испытании на ползучесть методом BBR должен быть не менее 0,3 [199].

Анализируя результаты проведенных исследований можно отметить, что коэффициент пластичности зависит одновременно как от структуры битумного материала, так и от температурно-временных условий деформирования. Причем факторы, понижающие степень структурирования битумного вяжущего, приводят к повышению коэффициента пластичности [243]. Так при испытании образцов битумных вяжущих на сдвиг в режиме вынужденных колебаний установлено, что при снижении вязкости коэффициент пластичности увеличивается. В то же время при одинаковой глубине проникания иглы при 25 °С коэффициент пластичности у битумов структурного типа «гель» примерно в 2 раза ниже по сравнению с битумами типа «золь», что равносильно понижению температуры испытания с 25 °С до 10 °С [128].

По результатам лабораторных испытаний на растяжение при изгибе плотных асфальтобетонов различных типов гранулометрии, приготовленных на основе битумов разных марок, установлена корреляционная связь между модулем упругости и коэффициентом пластичности. Соответствующая корреляция показателей асфальтобетонных образцов-балочек при температуре 0 °С и времени их нагружения в интервале от 1 до 5 с представлена на рис. 56.

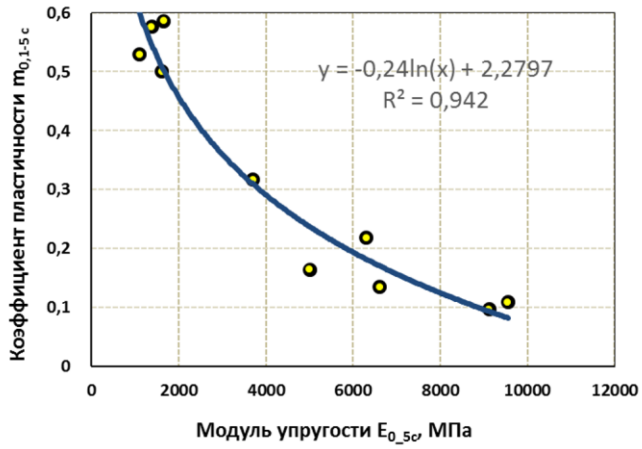


Рисунок 56. Зависимость коэффициента пластичности от модуля упругости асфальтобетона при температуре 0 °С и времени действия нагрузки 5 с

Корреляция коэффициента пластичности и модуля упругости асфальтобетона обусловлена исключительно свойствами применяемого битума, т.к. температурно-временные условия нагружения при испытаниях образцов-балочек приняты постоянными.

Обобщая известные экспериментальные данные, приходим к выводу, что коэффициент пластичности зависит от объемного соотношения среда/фаза, как, впрочем, и другие деформативно-прочностные свойства коагуляционных дисперсных структур. С повышением содержания дисперсионной среды

коэффициент пластичности увеличивается. По данным В.А. Золотарева максимальные коэффициенты пластичности показали однородные битумы структурного типа «золь» или 2-го структурного типа по классификации А.С. Колбановской. (Испытания битумов проводились на виброреометре). Очевидно, что коэффициент пластичности ньютоновской жидкости будет равен 1, соответствуя фазовому углу сдвига 90 град.

Температурно-временные зависимости деформативных и прочностных свойств битумов и асфальтобетонов адекватно описываются термофлуктуационными и фрактальными математическими моделями, в которых коэффициент пластичности характеризует спектр времен релаксации. Изменяющийся в широких пределах от E_{min} до E_{max} модуль упругости асфальтобетона обычно аппроксимируется с помощью сигмоидальной функции Rs (94). Сигмоидальная функция Rs, приведенная на рис. 57, по существу отражает функцию релаксации с периодом релаксации Θ.

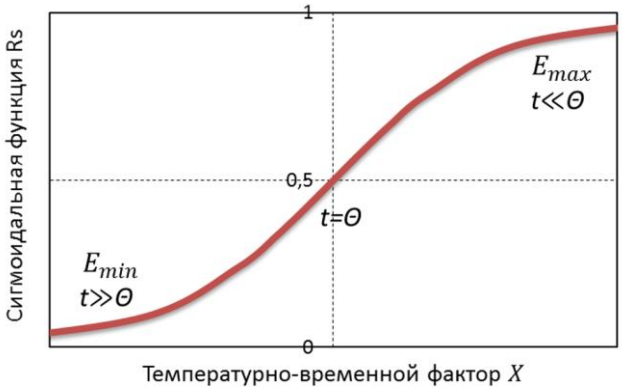


Рисунок 57. Сигмоидальная функция для аппроксимации модуля упругости асфальтобетона

Коэффициент пластичности линейных вязкоупругих тел теоретически равен произведению вероятностей упругой и вязкой деформации γp. У нелинейно деформируемых тел коэффициент пластичности связан с вероятностью пластической деформации и разрушением структуры материала. Основная проблема механических испытаний битумных материалов заключается в том, чтобы отличить нелинейные пластические деформации от линейных вязкоупругих деформаций.

Таким образом, коэффициент пластичности, являясь отражением фрактальной структуры асфальтобетона и предопределяет интегральную совокупность взаимодействий частиц дисперсной фазы на различных масштабных уровнях через прослойки дисперсионной среды. Данный показатель определяет совместную работу минерального остова и битумного вяжущего, характеризуя нелинейные процессы деформирования и разрушения асфальтобетона. Предложения по упорядочиванию известных эмпирических коэффициентов пластичности битумных материалов сведены в табл. 13.

Таблица 13 – Классификация коэффициентов пластичности битумных материалов

Эмпирические коэффициенты пластичности:		
$\frac{\Delta lgR}{\Delta lgt}$ – по Н.Н.Иванову-М.Я.Телегину и Г.М. Бартеневу	$\frac{\Delta lgE}{\Delta lgt}$ – по А.В. Руденскому, В.А. Золотареву и BBR	$\frac{\Delta lg\sigma}{\Delta lgN}$ – Показатели усталости
Теоретические аналоги по разделу 3.2 (вероятности):		
$\delta_1 p$ – вязкопластичности	γp – вязкоупругости	$\delta_2 \gamma$ – упругопластичности
Применяются в расчетах асфальтобетонных покрытий по критериям:		
сдвигоустойчивости	упругого прогиба	трещиностойкости

3.5. Расчетные характеристики асфальтобетонов

Дорожные одежды находятся в сложном напряженно-деформированном состоянии в процессе эксплуатации. При этом конструктивные слои сопротивляются сдвигающим и растягивающим напряжениям от многократных транспортных нагрузок, а также от воздействия температуры и неравномерных деформаций основания. Для обеспечения максимального срока службы дорожной одежды критерии прочности, зависящие от структуры и свойств применяемого асфальтобетона, должны быть оптимально сбалансированы.

Методика прогнозирования колеи пластичности в дорожных покрытиях основывается на экспериментальной зависимости скорости необратимого деформирования асфальтобетона от напряженно-деформированного состояния, режима нагружения и температуры (73). Необходимо учитывать, что в реальных условиях температура и напряженно-деформированного состояние асфальтобетона постоянно изменяются во времени. Однако зная вероятность температуры покрытия и прогнозируемые параметры автомобильного движения можно вычислить суммарную необратимую деформацию сдвига за заданный срок службы асфальтобетона, после чего сравнить ее с допустимой пластической деформацией [111,210].

Основные характеристики сдвигоустойчивости асфальтобетона можно определить по результатам реологических испытаний образцов при трехосном сжатии или же упрощенным методом по ГОСТ 12801 при двух схемах нагружения цилиндрических образцов. Кроме этого, следует вычислить дополнительные параметры сдвигоустойчивости, необходимые для прогнозирования колеи пластичности в соответствии с представлениями [111].

Коэффициент пластичности по Н.Н. Иванову p определяют по формуле.

$$p = \frac{ln\, R_{50}^{50} - ln\, R_{50}^{3}}{ln\, 50 - ln\, 3} = \frac{ln\, R_{50}^{50} - ln\, R_{50}^{3}}{ln\, t_3 - ln\, t_{50}}, \quad (99)$$

где R_{50}^{50}, R_{50}^{3} - показатели прочности при сжатии при температуре 50 °С, определяемые при двух скоростях деформирования: 50 и 3 мм/мин соответственно, МПа;

t_3, t_{50} – время разрушения образцов, соответственно при скорости хода поршня пресса 3 и 50 мм/мин, с.

Энергия активации вязкопластичного разрушения U в кДж/моль вычисляется исходя из стандартных показателей прочности образцов при сжатии при температурах 20 и 50 °С.

$$U = \frac{26{,}254(ln\, R_{20} - ln\, R_{50})}{p}, \qquad (100)$$

где R_{20}, R_{50} - показатели прочности при сжатии соответственно при 20°С и 50°С, МПа.

Расчетные характеристик сдвигоустойчивости асфальтобетона для проектирования дорожных одежд были установлены как средние значения из результатов испытаний образцов при сжатии в лаборатории асфальтобетона и черных материалов Союздорнии. Оказалось, что коэффициент внутреннего трения в основном определяется зерновым составом минеральной части и может быть назначен в зависимости от вида асфальтобетона по табл. 14.

Таблица 14 – Расчетные характеристики сдвигоустойчивости асфальтобетонов

Вид мелкозернистого асфальтобетона		Коэффициент внутреннего трения $tg\varphi$
Щебеночно-мастичный		0,93
Высокоплотный		0,90
Плотный типа:	А	0,89
	Б	0,84
	В	0,77
	Г	0,81
	Д	0,71
Пористый		0,88
Высокопористый щебеночный (дренирующий)		0,94
Высокопористый песчаный		0,70
Примечание: Коэффициент внутреннего трения допускается увеличивать на $0{,}3(1 - tg\varphi)$ для крупнозернистых асфальтобетонов и в случаях отсутствия в смеси недробленых зерен каменного материала.		

В первом приближении применима следующая корреляционная зависимость коэффициента внутреннего трения от крупности минеральных зерен каркасообразующей фракции.

$$\mathrm{tg}\,\varphi = 0{,}618\left(\mathrm{d}_{1\mathrm{cp}}\right)^{0{,}16} \qquad (101)$$

где $d_{1ср}$ - средний размер зерен первичной структуры (каркаса) минерального остова асфальтобетона.

Расчетные показатели когезионного сцепления асфальтобетонов при сдвиге можно назначить по табл. 15 в зависимости от показателя глубины проникания иглы вяжущего при температуре 25°С.

Таблица 15 – Расчетные показатели сцепления при сдвиге

Вид асфальтобетона	Сцепление при сдвиге $C_л$, МПа, при применении битумных вяжущих марок по пенетрации:				
	40/60	60/90	90/130	130/200	200/300
Щебеночно-мастичный	0,35	0,28	0,23	0,19	0,16
Плотный и высокоплотный	0,55	0,44	0,36	0,30	0,25
Пористый и высокопористый песчаный	0,30	0,24	0,20	0,16	0,14
Примечание: При введении полимерных добавок в пределах 3 - 6 % от массы битума показатель сцепления при сдвиге увеличивается примерно на 40 – 60 %.					

Показатели, характеризующие изменение прочности и реологических свойств асфальтобетона в зависимости от температуры и времени действия расчетной нагрузки, представлены в табл. 16.

Таблица 16 – Расчетные характеристики восприимчивости асфальтобетона к внешним воздействиям

Структурный тип битумного вяжущего	Коэффициент пластичности, p	Теплочувствительность pU, кДж/моль
ПБВ	0,11 / 0,13	25 / 28
БНД	0,13 / 0,15	28 / 34
БН	0,15 / 0,17	35 / 38
Примечание: В числителе приведены расчетные характеристики для высокоплотных, плотных, пористых и высокопористых песчаных асфальтобетонов; в знаменателе – для щебеночно-мастичных и дренирующих асфальтобетонов.		

Для расчета трещиностойкости асфальтобетонных покрытий и величины упругого прогиба нежестких дорожных одежд необходимо знать динамический и статический модуль упругости. Под динамическим модулем упругости подразумевается абсолютная величина комплексного модуля упругости, отражающего релаксационную природу асфальтобетона. В дорожных методических документах модуль упругости асфальтобетона аппроксимируется следующей обобщенной зависимостью.

$$|E^*| = E_{min} + R_s \cdot (E_{max} - E_{min}) \ , \qquad (102)$$

где $E_{min} \geq 0$ - минимальный модуль упругости, МПа;

E_{max} - максимальный модуль упругости, соответствующий стеклообразному состоянию асфальтобетона, МПа;

R_s – функция релаксации как фактор приведения, изменяющийся в зависимости от температуры и частоты нагружения в интервале от 0 до 1.

Минимальный модуль упругости соответствует пределу текучести (упругости) при растяжении асфальтобетона. При неограниченном времени действия растягивающего напряжения он постепенно приближается к нулю. В расчетах дорожных покрытий на изгиб минимальный модуль упругости условно принимается как статический модуль упругости, нормируемый в зависимости от максимальной расчетной температуры. Установлена следующая корреляционная связь нормативного минимального модуля упругости асфальтобетона, зависящего от зернового состава минеральной части, от коэффициента внутреннего трения [245].

$$E_a^{min} = (967{,}3 - 11{,}1T_a^{max})(tg\varphi)^{2{,}5} \ , \qquad (103)$$

где E_a^{min} – минимальный модуль упругости плотного асфальтобетона в расчетах статического упругого прогиба дорожной конструкции, МПа;

T_a^{max} – максимальная расчетная температура асфальтобетонного покрытия, °С;

$tg\varphi$ –коэффициент внутреннего трения асфальтобетона.

Максимальный модуль упругости асфальтобетона принято определять в зависимости от поровых характеристик по формуле (91).

Фактор приведения R_s представлен сигмоидальной функцией Ферми (94) [246]. При этом максимальный коэффициент пластичности соответствует динамическому модулю упругости в середине диапазона вязкоупругости. Его можно определить либо непосредственно по эмпирическому графику зависимости модуля упругости от частоты нагружения, либо принять исходя из гипотезы о фрактальной размерности структуры композиционного материала по вероятности отрыва частиц битума растягивающими напряжениями.

$$p_{\text{у}} = 1 - \gamma - m \ , \qquad (104)$$

где $p_{\text{у}}$ - коэффициент пластичности на графике зависимости динамического модуля упругости от частоты в середине диапазона вязкоупругости;

γ – вероятность необратимого упругоэластического деформирования;

m – коэффициент вязкопластичности по Г.М. Бартеневу [247].

Расчетный динамический модуль упругости зависит от вида асфальтобетона, марки битумного вяжущего по глубине проникания иглы при 25°С и от температуры. Усредненные динамические (кратковременные) модули упругости асфальтобетонов различных видов на основе битумов марок БНД приведены в табл. 17.

Таблица 17 – Расчетные динамические модули упругости асфальтобетонов на битумах марок БНД

Вид асфальтобетона	Битум марки БНД	Модуль упругости, МПа при температуре покрытия, °С:					
		0	10	20	30	40	50
ЩМА	40/60	7300	5500	3400	2020	1100	680
	60/90	5200	4200	2400	1430	840	600
	90/130	4100	3200	1600	870	720	550
	130/200	3000	2000	1000	720	600	500
	200/300	2200	1600	780	650	550	470
Плотный	40/60	6000	4400	2600	1550	850	520
	60/90	4500	3200	1800	1100	650	460
	90/130	3600	2400	1200	670	550	420
	130/200	2600	1500	800	550	460	380
	200/300	2000	1200	600	500	420	360
Пористый	40/60	3600	2800	1700	900	540	390
	60/90	2800	2000	1200	700	460	360
	90/130	2200	1400	800	510	380	350
	130/200	1800	1100	600	400	340	340
	200/300	1400	950	450	350	330	330

При назначении расчетных характеристик асфальтобетона следует иметь в виду, что на динамический модуль упругости большее влияние оказывает интервал пластичности и тип дисперсной структуры битумного вяжущего. В качестве примера на рис. 58 представлены экспериментальные зависимости кратковременного модуля упругости плотных асфальтобетонов различной гранулометрии на битумных вяжущих разных марок при температуре 0°С и времени приложения нагрузки 0,1 с.

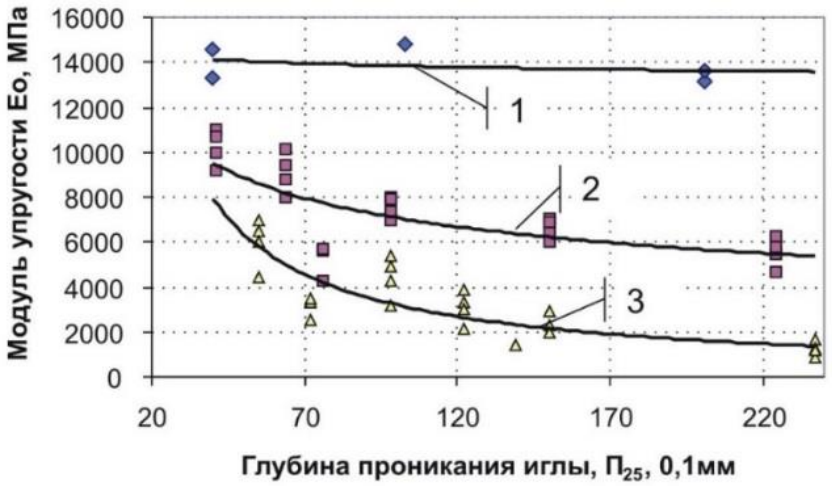


Рисунок 58. Зависимость модуля упругости асфальтобетонов различных типов от консистенции и вида вяжущих: 1 – на битумах марок БН, 2 – на битумах марок БНД, 3 – на ПБВ с пластификатором

Максимальные значения модуля упругости, установленные на уровне 14000 МПа, показали асфальтобетоны на остаточных битумах марок БН (структурного типа золь). Вследствие стеклообразного состояния при расчетных условиях нагружения зависимость жесткости от консистенции битумного вяжущего оказалась слабой.

Асфальтобетоны на битумах марок БНД (структурного типа золь-гель) при тех же условиях деформирования характеризуются значительно меньшими модулями упругости в пределах от 5000 до 11000 МПа, что указывает на вязкоупругое состояние испытанных образцов. Асфальтобетоны на ПБВ по ГОСТ Р 52056-2003 оказались наиболее деформативными при температуре 0°С и времени нагружения 0,1 с, показав наименьшие значения модуля упругости в диапазоне от 1000 до 7000 МПа.

Динамические модули упругости асфальтобетонов корреспондируются с показателями прочности на растяжение при расколе [248], что подтверждается сравнением рис. 58 и рис. 59.

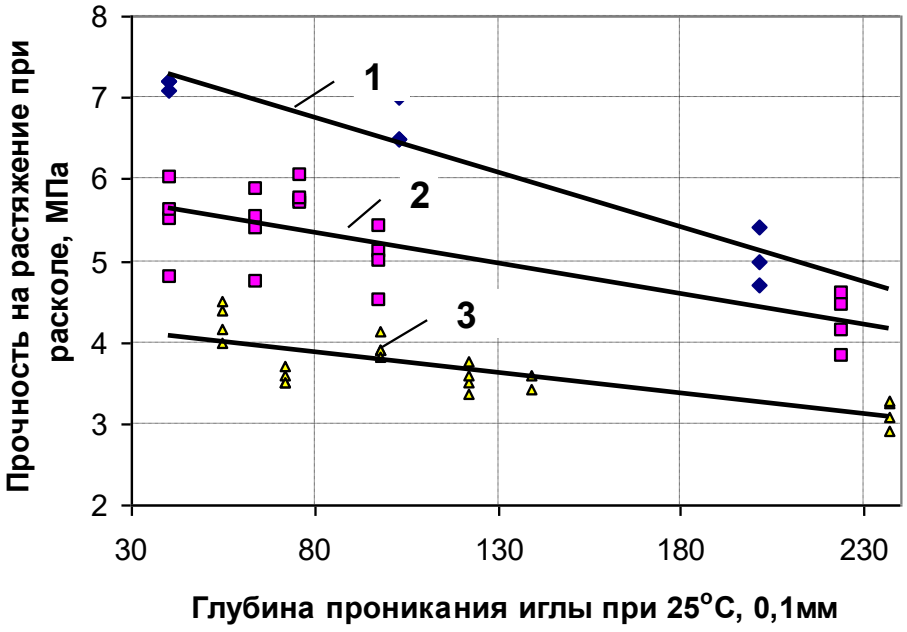


Рисунок 59. Зависимость прочности асфальтобетонов на растяжение при расколе при 0 °С от консистенции и вида применяемых вяжущих:
1 – на битумах марок БН, 2 – на битумах марок БНД, 3 – на ПБВ с пластификатором

По результатам испытаний видно, что самые низкие значения показателей прочности при 0°С соответствуют асфальтобетонам на основе ПБВ по ГОСТ Р 52056-2003, а самые высокие – на остаточных битумах марок БН по ГОСТ 22245-90. Показатели деформативно-прочностных свойств асфальтобетонов на основе окисленных битумах марок БНД заняли промежуточные значения.

Влияние ПБВ на деформативные и прочностные свойства асфальтобетонов оказалось соизмеримым с влиянием битумов различной дисперсной структуры марок БНД и БН. При низких температурах и высоких скоростях нагружения асфальтобетоны на основе ПБВ характеризуются наибольшей деформативностью при растяжении.

Обнаружено принципиальное различие деформативных и прочностных свойств асфальтобетонов на ПБВ по ГОСТ Р 52056-2003 от полимермодифицированных битумов других видов, в том числе с добавками термоэластопластов типа стирол-бутадиен-стирол (СБС), но без пластификаторов. Если применение ПБВ на основе СБС и пластификатора приводит к снижению кратковременного модуля упругости асфальтобетона в среднем на 40 %, а предела прочности на растяжение при изгибе при 0°С - на 20-30 % по сравнению с битумами марок БНД сопоставимой консистенции, то использование полимермодифицированных битумов без пластификатора (ПМБ) увеличивает кратковременный модуль упругости асфальтобетона на 10

– 40 % при добавлении полимера в битум в количестве от 2 до 6 %. На рис. 60 показано влияние вида битумного вяжущего на модули упругости щебеночно-мастичного асфальтобетона, полученные при импульсных испытаниях образцов-балочек на растяжение при изгибе.

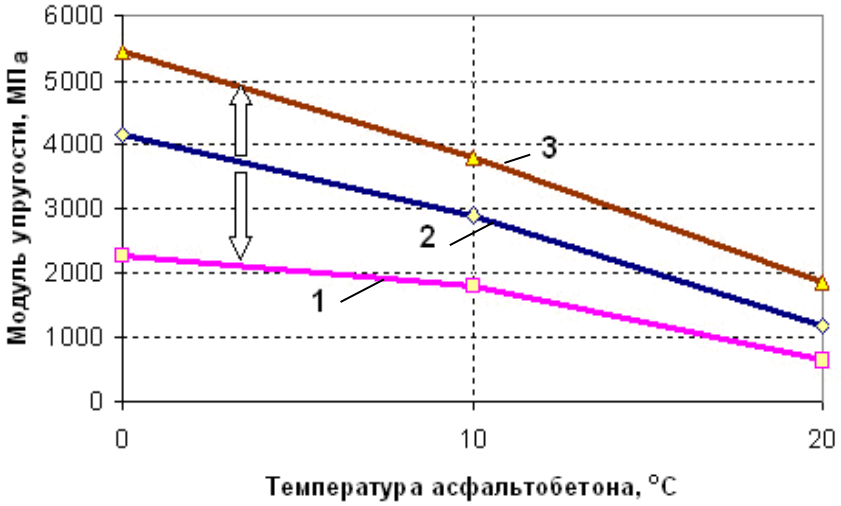


Рисунок 60. Температурные зависимости модуля упругости ЩМА: 1 - на полимерно-битумном вяжущем ПБВ 90 по ГОСТ Р 52056-2003; 2 - на исходном битуме марки БНД 60/90; 3 - на ПМБ (БНД 60/90 + 3 % СБС)

Возможности управлять модулем упругости асфальтобетона в заданном направлении с помощью битумных вяжущих с добавками полимеров весьма широки. Опри этом основными параметрами влияния являются энергия активации, зависящая от кинетической подвижности молекул дисперсионной среды, и коэффициент пластичности, характеризующий фрактальную структуру битумного материала.

В алгоритмах расчета дорожных одежд присутствует коэффициент Пуассона, который показывает во сколько раз изменяется поперечное сечение деформируемого тела при его растяжении или сжатии. Коэффициент поперечной деформации зависит от условий изменения объема тела и релаксации напряжений [21]. В зависимости от условий деформирования коэффициент Пуассона асфальтобетона изменяется в пределах от 0,15 до 0,50. В механико-эмпирическом методе проектирования асфальтобетонных покрытий его принято связывать с модулем упругости по следующей эмпирической зависимости [123].

$$\mu = 0{,}15 + \frac{0{,}35}{1+\exp(-12{,}452+2{,}291 Log E^*)}, \qquad (105)$$

где μ – коэффициент Пуассона;

E^* - модуль упругости в psi (1 psi=0,00689 МПа).

Коэффициент Пуассона и фрактальная размерность структуры материала связаны следующей зависимостью [249].

$$d_f = (d - 1)(1 + \mu)\ , \qquad (106)$$

где d_f – фрактальная размерность;
d – топологическая размерность;
μ – коэффициент Пуассона.

При топологической размерности d=3 получаем известную зависимость для изотропного твердого тела.

$$G = \frac{E}{d_f} = \frac{E}{2} \qquad (107)$$

где G – модуль сдвига, МПа;
E – модуль упругости Юнга, МПа.

Таким образом, рассмотренные выше термофлуктуационно-фрактальные модели физико-механических свойств асфальтобетона отражают его структуру. Предложенные модели позволяют на единой физической основе учитывать климатические, транспортные и конструктивные факторы как при проектировании составов асфальтобетонных смесей, так и в расчетах сдвигоустойчивости и трещиностойкости дорожных покрытий.

Глава 4.
Основы конструирования и оценки прочности дорожных одежд с асфальтобетонными покрытиями

Асфальтобетон является основным материалом при устройстве нежестких дорожных одежд. В зависимости от состава и эксплуатационных свойств его применяют как при устройстве верхних слоев и слоев износа, так и в качестве нижних несущих слоев покрытий и оснований. В современных конструкциях жестких дорожных одежд также часто присутствуют верхние слои из асфальтобетона.

С помощью асфальтобетона и других битумоминеральных материалов достигаются:

- требуемая прочность и устойчивость конструктивных слоев дорожных одежд к воздействию колесных нагрузок, в том числе и при высоком давлении шин современных транспортных средств;
- ровность поверхности покрытия, необходимая для комфортабельного и безопасного движения автомобилей;
- устойчивое сцепление шин с поверхностью покрытия;
- долговечность дорожных конструкций при приемлемых экономических затратах на строительство и эксплуатацию.

Конструктивные материалы нежестких дорожных одежд традиционно назначают с убывающей жесткостью и прочностью в зависимости от глубины слоя подобно распределению сжимающих напряжений, учитывая при этом несущей способности грунта земляного полотна. При устройстве верхних слоев обычно применяют плотные асфальтобетоны, как наиболее прочные и жесткие. С увеличением расстояния от поверхности дорожной одежды до рассматриваемого слоя показатели плотности, прочности и жесткости применяемого асфальтобетона обычно снижаются. Такой подход к конструированию дорожной одежды позволяет уменьшить затраты на материалы и обосновать оптимальные толщины слоев по критерию упругого прогиба.

Другой подход к конструированию вытекает из расчета асфальтобетонных слоев на сопротивление растягивающим и касательным напряжениям. Так как в реальных условиях распределение сдвигающих и растягивающих напряжений по глубине упругого слоистого полупространства отличается от кривых сжимающих напряжений, то наиболее жесткие и сдвигоустойчивые асфальтобетоны целесообразно размещать в нижних несущих слоях покрытий.

Работоспособность дорожной одежды зависит от климатических условий местности и водно-теплового режима грунта земляного полотна. При неблагоприятных условиях увлажнения и отсутствии местных дренирующих

грунтов целесообразно устраивать промежуточные слои основания из крупнозернистого дренирующего асфальтобетона с целью отвода проникающей под покрытие воды за пределы насыпи.

Проектировщики как правило ориентируются на типовые дорожные конструкции, апробированные и обоснованные при эксплуатации автомобильных дорог. В качестве примера на рис. 61 представлена одна из типовых дорожных конструкций, применяемая во многих странах.

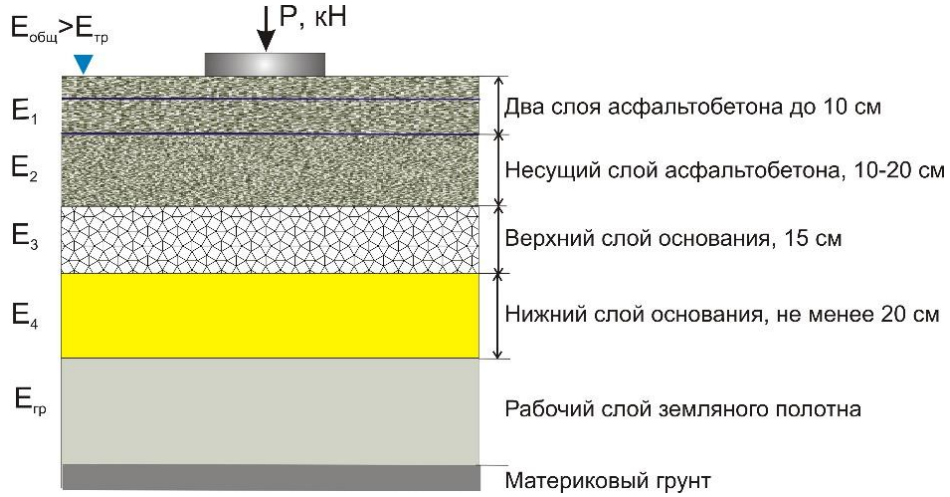


Рисунок 61. Типовая конструкция нежесткой дорожной одежды

На рисунке слева конструктивные слои обозначены модулями упругости применяемых материалов, т.к. методы расчета нежестких дорожных одежд базируются на модели слоистого упругого полупространства.

При использовании типовых конструкций, как и при индивидуальном проектировании, важно учитывать климатические и природные условия, вид грунта земляного полотна, условия увлажнения, перспективную интенсивность и состав движения, наличие и качество дорожно-строительных материалов, а также экономические факторы, включая возможность отдаления затрат за счет стадийного строительства. В реальных условиях эти факторы изменяются, поэтому на проектировщика возлагается ответственная задача по разработке оптимальной дорожной одежды, прочной и надежной в эксплуатации.

Современные методы конструирования и расчета нежестких дорожных одежд основаны не прогнозировании типичных повреждений, таких как трещинообразование и колееобразование покрытия. Трещины в асфальтобетонных покрытиях могут быть температурными, усталостными и отраженными, что отражается на их расчетных схемах. Температурные трещины образуются вследствие температурной усадки асфальтобетона в результате охлаждения покрытия. Критерием их образования является равенство температурных напряжений и прочности асфальтобетона на растяжение. Температурные растягивающие напряжения можно

рассматривать как дополнительные при образовании усталостных и отраженных трещин.

Усталостные трещины образуются по классическому восходящему варианту (снизу-вверх), и по нисходящему (сверху-вниз). Второй тип усталостных трещин не так хорошо изучен с механической точки зрения по сравнению с классической усталостью покрытий «снизу-вверх». Этот вид усталостного трещинообразования по-видимому вызван критическими растягивающими напряжениями, возникающими на поверхности от больших контактных давлений между шиной и покрытием в сочетании с жестким тонким поверхностным слоем асфальтобетона, например, подвергнутого процессам окисления (старения).

Отраженные трещины характерны для асфальтобетонных покрытий, устраиваемых на жестких трещиновато-блочных основаниях. Этот вид трещин связан с конструкцией дорожной одежды и мало зависит от свойств применяемого асфальтобетона.

Повреждения в виде колейности асфальтобетонных покрытий также следует классифицировать в зависимости от механизмов их образования. Так колея износа, связанная с истирающим воздействием шипованных шин в холодные периоды года, является критерием работоспособности слоя износа, а не всей дорожной одежды. Поэтому слои износа не учитываются в расчетах прочности дорожных одежд.

В свою очередь колея пластичности образуется при недостаточной сдвигоустойчивости асфальтобетонных покрытий в теплые периоды эксплуатации. Этот вид колейности рекомендуется нормировать и рассчитывать при конструировании дорожных одежд, тем более, что данный вид повреждений по своей природе противоположен трещинообразованию.

Глубинная колея на поверхности нежестких дорожных одежд образуется из-за недостаточной сдвигоустойчивости несвязанных слов и грунта земляного полотна. Чаще всего она наблюдается при повышенной дисперсности и влажности применяемых материалов.

Широкие возможности проектирования оптимальных нежестких дорожных конструкций открываются при использовании специальных программных комплексов, позволяющих прогнозировать интегральные величины основных повреждений дорожного покрытия за расчетный срок службы. Учитывая закономерности изменения расчетных характеристик битумных материалов в зависимости от температуры, скорости нагружения и напряженно-деформированного состояния можно существенно повысить точность прогнозирования повреждений. При этом появляется возможность выявить и смоделировать наиболее неблагоприятные сочетания внешних факторов в течение заданного срока службы, что необходимо при конструировании наиболее долговечной дорожной одежды для конкретных климатических, грунтово-геологических и транспортных условий

эксплуатации. Учитывая статистический характер воздействий внешних факторов, одним из этапов процесса проектирования нежесткой дорожной одежды является выбор требуемого уровня надежности для каждого рассматриваемого показателя эксплуатационных характеристик и критерия качества.

При проектировании и испытании на прочность нежестких дорожных одежд основным критерием их устойчивости является упругий прогиб поверхности покрытия или общий модуль упругости $E_{общ}$ (рис. 61). Запроектированная дорожная конструкция должна быть достаточно жесткой под воздействием штампа нагруженного расчетной нагрузкой. При этом требуемый модуль упругости дорожной конструкции $E_{тр}$ или предельно допустимое значение упругого прогиба назначаются в зависимости от интенсивности движения нормативной нагрузки.

Действующие нормы Российской Федерации по проектированию и диагностике нежестких дорожных одежд базируются на упругом прогибе поверхности покрытия, приведенному к расчетному периоду года. В качестве расчетной принята нормативная статическая нагрузка на ось расчетного автомобиля (115 кН и 100 кН в зависимости от категории автомобильной дороги). Мониторинг прочности нежестких дорожных одежд допускается проводить методами статического и динамического нагружения. При этом величина усилия на дорожное покрытие должна составлять половину нагрузки на ось расчетного автомобиля. Динамическая нагрузка на дорожное покрытие передается падающим грузом через жесткий штамп диаметром не менее 300 мм. Так как по производительности измерения упругого прогиба нежестких дорожных одежд при статическом нагружении уступают динамическим методам, то при мониторинге дорожных конструкций в основном применяют установки ударного действия.

Основной проблемой испытании нежестких дорожных одежд методом упругого прогиба является несогласованность кратковременных и длительных модулей упругости. Для приведения динамических модулей упругости дорожных конструкций $E_д$ к соответствующим расчетным статическим модулям упругости $E_{ст}$ предписано применять переводные коэффициенты. Однако по данным из различных источников информации эмпирические переводные коэффициенты $E_{ст}/E_д$ не постоянны, находясь в широких пределах от 0,34 до 0,89.

Наиболее слабая корреляционная связь между статическим и динамическим модулем упругости обнаружена в результатах испытаний, выполненных сотрудниками Государственной компании «Автодор» (2014 г.). Данные совместных испытаний дорожных конструкций длиннобазовым рычажным прогибомером и установкой ударного нагружения FWD приведены на рис. 62.

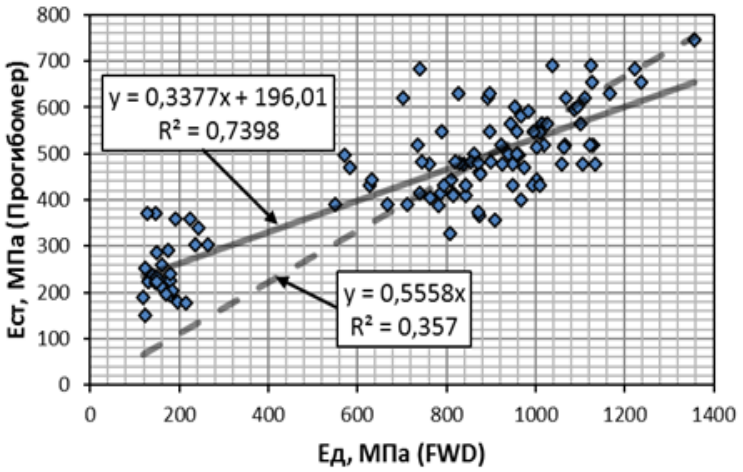


Рисунок 62. Корреляция статического и динамического модуля упругости дорожных покрытий

Корреляция результатов испытаний двумя методами оказалась настолько слабой, что авторы научно-технического отчета были вынуждены рекомендовать старую формулу из ВСН 46-83 Минтрансстроя СССР с коэффициентом приведения $E_{ст}/E_{д}$=0,714, которая в эксперименте не подтвердилась.

Основной причиной неудовлетворительной корреляции является разное влияние температуры и времени нагружения на статический и динамический модуль упругости битумосодержащих слоев. В соответствии с принципом температурно-временной суперпозиции наблюдается четкая аналогия влияний температуры и времени нагружения на деформативно-прочностные характеристики битумных материалов. Вследствие этого расчетные значения модуля упругости асфальтобетона при кратковременном и длительном нагружении различаются на порядок и выше. Кроме того, расчетный кратковременный модуль упругости назначается в зависимости от вязкости применяемого битума, а длительный модуль упругости дифференцирован по гранулометрическому составу асфальтобетона. Указанные различия нормируемых характеристик являются причиной отсутствия универсальной корреляции между статическим и динамическим модулем упругости нежестких дорожных одежд.

В свою очередь статический и динамический модуль упругости грунта земляного полотна по-разному реагируют на содержание влаги. Изменение влажности грунта на различных участках дорожных конструкций приводит к изменению коэффициента приведения $E_{ст}/E_{д}$. Причем в отличие от асфальтобетона статический модуль упругости грунта выше динамического.

Необходимо также обратить внимание на стандартную методику статического нагружения/разгружения штампа, в которой фиксируемое время испытания при определении общего модуля упругости, к сожалению, не

регламентировано. На разброс данных в случае динамических испытаний могут дополнительно влиять форма, амплитуда и время импульса, зависящие от конструктивных особенностей применяемых установок динамического нагружения. На время импульса очевидно влияют не только характеристики демпфирующих устройств, но и жесткость испытуемой дорожной одежды и контактное взаимодействие между слоями.

Если учесть, что связь между статическим и динамическим модулем упругости при различных температурно-влажностных состояниях конструктивных слоев не однозначна, то становится очевидным нецелесообразность совмещения статических и динамических характеристик в методиках испытания нежестких дорожных одежд. Тем более, что более приемлемым показателем, связывающим между собой статические и динамические испытания, является остаточный ресурс работоспособности нежесткой дорожной одежды, который с одной стороны не зависит от применяемого метода нагружения, а с другой является конечной целью независимо от метода испытаний.

Для оценки прочности нежестких дорожных одежд важное значение имеет температура асфальтобетона и других термочувствительных битумосодержащих слоев. В качестве примера на рис. 63 приведены экспериментальные зависимости общего модуля упругости дорожной конструкции от температуры асфальтобетонного покрытия.

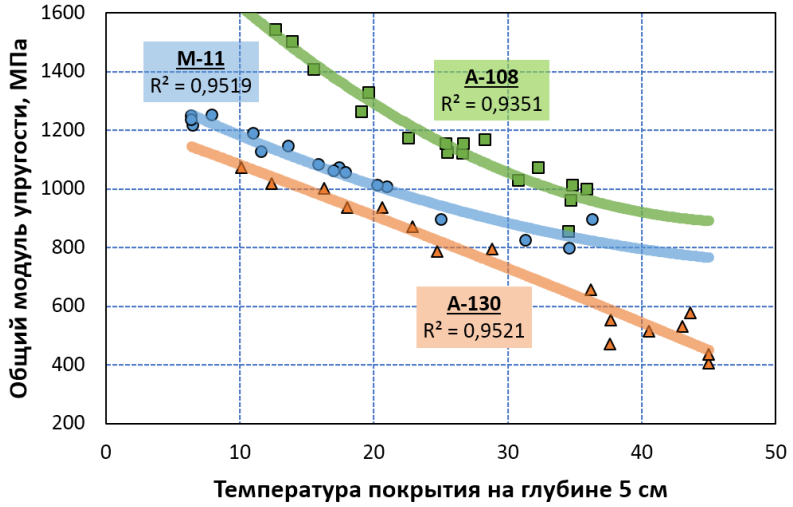


Рисунок 63. Влияние температуры асфальтобетонного покрытия на общий модуль упругости дорожной одежды автомобильных дорог М-11, А-108 и А-130.

Из рисунка следует, что по экспериментальным данным оценки прочности трех дорожных конструкций общий модуль упругости снижается при повышении температуры асфальтобетона покрытия на 1°С примерно на 20 МПа. По коэффициентам детерминации R^2 наиболее тесные связи общего модуля упругости установлены с температурами слоев асфальтобетона на глубине от 2,5 до 15 см, а температура на глубине 5 см на всех дорогах вошла

в тройку наиболее значимых [250]. Более высокий модуль упругости дорожной одежды на дороге А-108 очевидно связан с применением в основании шлаковой смеси, модуль упругости которой примерно в 2 раза выше, чем у ЩПС, уложенной в основания дорог М-11 и А-130.

На основании результатов проведенного эксперимента была установлена погрешность между двумя стандартизованными методами приведения общего модуля упругости дорожных одежд к расчетной температуре 10°С и обоснована применимость для этой цели термофлуктуационной модели деформативно-прочностных характеристик асфальтобетона [251].

В настоящее время прочность нежестких дорожных одежд принято оценивать коэффициентами прочности по допускаемому упругому прогибу и допустимым растягивающим напряжениям при изгибе монолитных слоев от воздействия колес расчетного автомобиля. Характер зависимости коэффициентов прочности от модуля упругости асфальтобетона на примере конкретной модели нежесткой дорожной одежды показан на рис. 64.

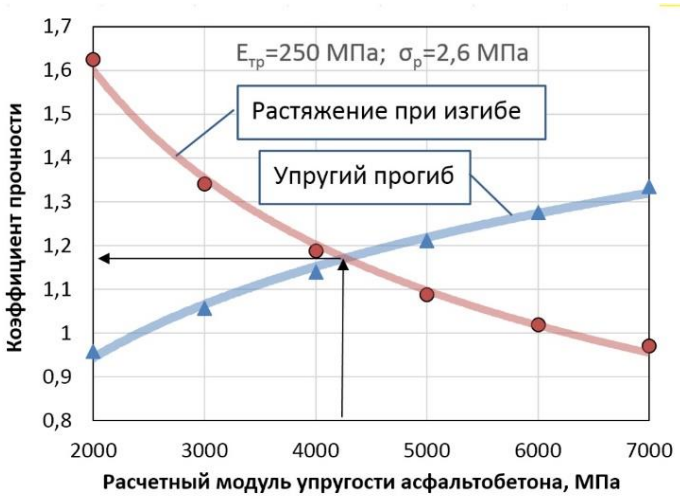


Рисунок 64. Влияние модуля упругости асфальтобетона на коэффициенты прочности дорожной одежды по критериям усталостной прочности и упругого прогиба

С повышением модуля упругости асфальтобетона коэффициент прочности дорожной одежды по критерию упругого прогиба увеличивается, а по критерию усталостной прочности, наоборот, снижается. Отсюда следует, что наилучшая работоспособность дорожной конструкции соответствует оптимальному модулю упругости асфальтобетона в покрытии. Но так как модуль упругости асфальтобетона зависит от температуры и времени приложения нагрузки, то имеет смысл применять термофлуктуационные модели при расчете и оценке прочности нежестких дорожных одежд применительно к реальным погодно-климатическим условиям их эксплуатации.

Очевидно, что расчет нежестких дорожных одежд на прочность целесообразно проводить не только в расчетные периоды года, но и за весь период эксплуатации при заданном температурно-временном режиме нагружения. В свою очередь диагностику прочности нежестких дорожных одежд допускается проводить любым известным методом, ориентируясь при этом на остаточный ресурс или предельно допустимый коэффициент прочности.

Кроме того, следует отметить, что наилучшим вариантом является конструирование нежестких дорожных одежд совместно с проектированием оптимальных составов асфальтобетонных смесей для заданных условий эксплуатации. Проведение дальнейших исследований в указанном направлении является актуальным особенно для грузонапряженных участков автомобильных дорог.

Заключение

Эксплуатационные свойства и срок службы дорожных покрытий напрямую зависят от структуры применяемого асфальтобетона характеризующей строение минерального остова, битумного вяжущего и воздушных пор, а также от физических взаимодействий между ними. Каркас асфальтобетона формируется в процессе упаковки и уплотнения материальных зерен различной крупности, формы и шероховатости. Зерновой состав минеральной части определяет технологические и эксплуатационные свойства асфальтобетона, например, определяет предел текучести при сдвиге. Основной функцией минерального остова является восприятие и передача транспортных нагрузок на нижележащие слои дорожной конструкции.

Битумное вяжущее в асфальтобетоне является коллоидным клеем с коагуляционной структурой. В зависимости от группового химического состава нефтяные дорожные битумы подразделяются на структурные типы «золь» «золь-гель» и «гель». Структура битума определяет термо-тиксотропно-пластичные свойства как самого вяжущего, так и асфальтобетонной смеси. Прочность и реологические свойства асфальтобетона зависят от степени структурирования и толщины пленок битума связанных с удельной поверхностью минеральной составляющей.

Геометрические параметры твердой дисперсной фазы, воздушных пор, прослоек вяжущего и дисперсионной среды обладают дробной размерностью и статистическими признаками масштабного самоподобия, поэтому в качестве характеристики структуры асфальтобетона можно принять фрактальную размерность, отражающую в наиболее общем виде масштабную иерархию его структурных элементов. Фрактальная размерность структуры предопределяет степенные зависимости адгезионных, когезионных и реологических свойств асфальтобетона.

Понятие прочности асфальтобетона принято рассматривать с различных теоретических позиций. При лабораторных испытаниях образцов и расчете дорожных конструкций исходят из гипотез классической механики однородной сплошной среды. При описании разрыва связей, обеспечивающих сцепление между частицами, исходят из теоретических основ квантовой механики, рассматривающей прочность как термофлуктуационный процесс на микроуровне. Фрактальная размерность асфальтобетона является своего рода мостиком, объединяющим эти теоретические предпосылки, объясняя степенные закономерности деформирования и разрушения на промежуточных масштабных уровнях.

В зависимости от условий испытания асфальтобетон может находиться в различных реологических состояниях и соответственно разрушаться по

вязкопластичному, упруго-хрупкому или смешанному механизму. Вязкопластичное разрушение происходит под воздействием максимальных касательных напряжений в результате сдвига частиц битумного вяжущего относительно друг друга, а хрупкое – при отрыве частиц под воздействием максимальных растягивающих напряжений. Структурно-реологическое состояние асфальтобетона определяется температурой испытания и скоростью деформирования, изменение которых приводит к смещению спектра времен релаксации согласно принципу температурно-временной аналогии.

Усталостные и температурные трещины в асфальтобетонном покрытии образуются по вязкопластичному и смешанному механизму разрушения, тогда как колея пластичности только при вязкопластичном деформировании. Температурно-временные закономерности вязкопластичного деформирования и разрушения асфальтобетона определяют два физически обоснованных параметра: энергия активации термофлуктуационного разрыва битумных связей на микроуровне, и фрактальная размерность неоднородной дисперсной структуры, определяющая закономерности деформирования и разрушения на мезоуровне.

Энергия активации вязкопластичного деформирования и разрушения является универсальным показателем, характеризующим восприимчивость к температуре битума и асфальтобетона. Величина энергии активации зависит от структуры применяемого битума и не зависит от величины нагрузки, принятой при испытании образцов. Есть все основания полагать, что энергия активации связана с размером кинетических единиц, в роли которых выступают наиболее подвижные молекулы дисперсионной среды вяжущего. Термофлуктуационным параметром деформирования и разрушения битумных материалов при этом является энергетический барьер молекул дисперсионной среды.

Причина отклонений экспериментальных зависимостей от известных формул кинетической теории прочности С.Н. Журкова и активационной теории эффективной вязкости Г. Эйринга обусловлена фрактальной размерностью поверхностей скольжения и трещин, образующихся при деформировании и разрушении асфальтобетона. Предложена термофлуктуационно-фрактальная модель долговременной прочности асфальтобетона с минимальным числом подгоночных параметров, позволяющая прогнозировать кинетику трещинообразования и долговечность покрытий в широких диапазонах действующих нагрузок и температур.

В напряженно-деформированном состоянии асфальтобетон характеризуется упругими, вязкими и пластичными свойствами, зависящими от трех составляющих суммарной деформации. Составляющая упругой деформации является обратимой. Необратимые или остаточные деформации по своей природе могут быть вязкими и пластическими. Вязкая составляющая отвечает за линейную область деформирования. Пластическая составляющая

необратимой деформации связана с разрушением структуры и характеризует нелинейное деформирование асфальтобетона.

Установлены основные закономерности обратимого и необратимого деформирования битумных материалов, определяющие работоспособность и срок службы асфальтобетонных покрытий. Кинетика образования колеи пластичности в широких диапазонах действующих нагрузок и температур описывается степенным законом деформирования Гершеля–Балкли, который при постоянной скорости сдвига вырождается в уравнение Кулона. Два составляющих члена уравнения (статический предел текучести и когезионное сцепление при сдвиге) по-разному зависят от напряженно-деформированного состояния, температуры и скорости деформирования асфальтобетона. Статический предел текучести обусловлен внутренним трением минерального остова и нормальным давлением, противодействующим дилатансии асфальтобетона при сдвиге, а когезионное сцепление зависит от реологических свойств асфальтового вяжущего. Минеральный остов практически не оказывает сопротивления растяжению, тогда как при трехосном сжатии и сдвиге обеспечивает высокий предел текучести и упругое сопротивление асфальтобетона при образовании колеи пластичности.

Асфальтовое вяжущее в отличие от минерального остова является ответственным за трещиностойкость асфальтобетона и вязкоупругую релаксацию напряжений. Кривые релаксации напряжений при разных температурах испытания асфальтобетона легко объединить в плавную кривую путем смещения их вдоль оси логарифма времени на величину, зависящую от температуры. При этом температурный коэффициент приведения имеет вполне определенный термофлуктуационный смысл.

Обоснована наиболее адекватная результатам испытаний термофлуктуационная модель модуля упругости асфальтобетона на основе логистической функции Ферми. Модуль упругости асфальтобетона в зависимости от температуры и частоты нагружения выражен четырьмя параметрами: начальным модулем при заданных условиях деформирования, максимальным модулем стеклообразного состояния; энергией активации деформирования и разрушения и максимальным коэффициентом пластичности в середине диапазона вязкопластичности. При объемном сжатии асфальтобетона следует дополнительно учитывать минимальный модуль упругости, зависящий от коэффициента внутреннего трения.

Структурные параметры асфальтобетона в рекомендуемой модели модуля упругости по своей природе аналогичны показателям уравнения долговременной прочности Г.М. Бартенева. Энергия активации и фрактальная размерность рассматриваются в качестве единой термофлуктуационно-фрактальной основы при оценке модуля упругости, коэффициента Пуассона, эффективной вязкости, температурной деформации и усталостной прочности в зависимости от условий эксплуатации асфальтобетона в покрытии. Единство

природы деформирования и разрушения асфальтобетона подтверждено экспериментально:

- аналогией обратимого и необратимого деформирования;
- применимостью принципа температурно-временной суперпозиции к показателям прочности и деформативности;
- общим термоактивационным процессом деформирования и разрушения;
- влиянием фрактальности структуры материала на механизм деформирования и разрушения.

Структурные характеристики, входящие в термофлуктуационно-фрактальные модели прочности и деформативности асфальтобетона, характеризуют работоспособность материала в дорожных конструкциях применительно к конкретно заданным условиям эксплуатации. Актуальность их дальнейших исследований асфальтобетонных покрытий вполне очевидна, особенно на грузонапряженных участках автомобильных дорог.

Литература

1 Руденский А.В. Дорожные асфальтобетонные покрытия, М.: Транспорт, 1992, 254 с.

2 Халкечев К.В. Теоретические основы иерархии фрактальных моделей разрушения конструкционных материалов: автореф. дисс. ... доктора физико-математических наук: 05.13.18 / Кемал Владимирович Халкечев; Московский горный институт. – М., 2006. – 40 с.

3 Дорожный асфальтобетон. Под ред. Л.Б. Гезенцвея. М. :Транспорт, 1976, 336 с.

4 Ребиндер П.А. Физико-химическая механика как новая область знаний. – Вестник Академии наук СССР, № 10, 32, 1957.

5 Рыбьев И.А. Элементы теории прочности и деформационной устойчивости асфальтового бетона :НИИМОССТРОЙ, М., 1968, 24 с.

6 Рыбьев И.А. Асфальтовые бетоны. - М.: Высшая школа, 1969, 396 с.

7 Битумные материалы: асфальты, смолы, пеки. \ Под редакцией А. Дж. Хойберга. - М.: Химия, 1974. - 246 с.

8 Королев И.В. Дорожный теплый асфальтобетон. - Киев: Высшая школа, 1975, 155 с.

9 Волков М.И., Борщ И.М., Королев И.В. Дорожно-строительные материалы. М., :Транспорт, 1965.

10 Кирюхин Г.Н., Смирнов Е.А. Проектирование составов асфальтобетона. – Москва : Вологда : Инфра-Инжемерия, 2023. – 204 с.

11 The Asphalt Handbook: Asphalt Institute, MS-4, 1989, 608.

12 Иванов Н.Н. Выбор типа и способа подбора асфальтобетона. – В кн.: Доклады по вопросам строительства черных дорог. - М.-Л.: ОГИЗ Гострансиздат, 1932, - с. 3-14.

13 Goetz, W. H. and C. C. Chen, "Vacuum Triaxial Techniques Applied to Bituminous-Aggregate Mixtures," Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 19, 1950.

14 Лобзова К.Я. Исследование уплотняемости горячих асфальтобетонных смесей. :Дисс... канд. техн. наук. - М., 1972.

15 Huber G.A., Corte J.F., Laglois P. The effect of mix design technology on he rutting charac-teristics of asphalt pavements./ Ninth International Conference on Asphalt Pavements, August 17-22.2002, Denmark, vol. 1, Page 1:7-1.

16 Королев И.В. Пути экономии битума в дорожном строительстве: Транспорт, М. 1986, 148 с.

17 Котлярский Э.В. Строительно-технические свойства дорожного асфальтового бетона. Учебное пособие: МАДИ, М. 2004, 194 с.

18 Кирюхин Г.Н. Проектирование асфальтобетона по показателям сдвигоустойчивости и трещиностойкости в покрытии. /Труды Союздорнии, юбилейный выпуск, М. 2002, с. 56-74.

19 Takemi Inoue, Yasuo Gunji, Hirokazu Akagi. Rational design method of hot mix asphalt based on calculated VMA. / Eurasphalt & Eurobitume Congress Vienna 2004 – Paper 080.

20 Пособие по строительству асфальтобетонных покрытий и оснований автомобильных дорог и аэродромов (к СНиП 3.06.03-85 и СНиП 3.06.06-88): Союздорнии, М. 1991, 162 с.

21 Руденский А.В., Руденская И.М. Реологические свойства битумоминеральных материалов. - М.: Высшая школа, 132 с.

22 Горелышев Н.В. Асфальтобетон и другие битумоминеральные материалы. – М.: Можайск-Терра, 1995,- 176 с.

23 Котлярский Э.В. Повышение долговечности покрытий автомобильных дорог за счет оптимизации структуры асфальтобетонов //Автореф. дисс. докт. техн. наук, Белгород, 2012, 45 с.

24 Кирюхин Г.Н. Моделирование работоспособности и долговечности асфальтобетона в дорожных покрытиях: монография / Г.Н. Кирюхин, - М: Техполиграфцентр, 2018 г. – 330 с.

25 Гельмер В.О. Асфальтобетон: ДНТВУ, Харьков, 1936, 91 с.

26 Максимов С.В., Комохов П.Г., Зверев В.Б. Материалы для конструирования защитных покрытий. Учеб. пособие/ под редакцией С.В. Максимова. М: Изд-во АСВ, 2000,180 с.

27 Роджерс К. Укладки и покрытия. — М.: Мир, 1968. - 136 с.

28 Слоэн Н.Дж.А. Упаковка шаров // В мире науки. – 1984. – № 3. – С. 72-82.

29 Scott G.P. Packing of spheres. Nature. 1960, vol. 188, no. 4754, pp. 2571-2607.

30 Радовский Б.С. Современные требования к каменным материалам для асфальтобетонных смесей в США // Дорожная техника: каталог-справочник. – СПб., 2009. – С. 74-85.

31 Powers T.C. The Properties of Fresh Concrete: John Wiley & Sons, Inc, New York, 1968, 664 p.

32 Yideti, T.F., et al., 2013. Packing-theory-based framework to evaluate permanent deformation of unbound granular materials. International Journal of Pavement Engineering, 14 (3), 309–320.

33 Охотин В.В. Лабораторные опыты по составлению дорожных грунтовых смесей по принципу наименьшей пористости /В.В. Охотин. – М.: Транспечать, НКПС, 1929. – 32 с.

34 Боженов П.И. О формировании технических характеристик полидисперсных искусственных материалов / П.И. Боженов // Строительные материалы. – 1992. – № 4. – С. 20-24.

35 Vavrik W.R. Bailey Method for Gradation Selection in HMA Mixture Design / W.R. Vavrik, G. Huber, W.J. Pine, S.H. Carpenter, R. Bailey //Transportation Research E-Circular, E-C 044. – 2002. – 34 P.

36 Способ определения степени уплотнения и заполнения крупнозернистых фракций мелкозернистыми / Миронов В.А., Голубев А.И. - Патент RU 2 244 300 C1, 2005.

37 Соколов Ю.В. Предложения по оптимизации состава дорожных асфальтобетонов. :СиБАДИ, Омск, 1981, 33 с.

38 Методические рекомендации по повышению деформативности и морозостойкости асфальтобетонных покрытий при низких температурах (до минус 50°С) :Союздорнии М, 1990, 36 с.

39 Fuller W. B and Thompson S. E. " The Laws of Proportioning Concrete". American Society of Civil Engineers, Vol. 59, 1907.

40 Superpave Mix Design. Asphalt Institute Superpave Series N2 (SP-2), 1996 Printing, s.117.

41 Goode J.F., Lufsey L.A. A new graphical chart for evaluating aggregate gradations. // Journal of the Associations of Asphalt Paving Technologists, 31, 1962. - S. 176-207.

42 Охотин В.В. Лабораторные опыты по составлению дорожных грунтовых смесей по принципу наименьшей пористости: Транспечать, НКПС, М.1929, 32 с.

43 Кицера А.А., Гельмер В.С. Асфальтобетонные дорожные покрытия. : ДНТВУ, Харьков 1934, 86 с.

44 Иванов Н.Н. Подбор наиболее плотной смеси каменных агрегатов или грунтов для дорожных одежд. – Дорога и автомобиль № 4-5, 1930 г.

45 Авласова Н.М., Горелышев Н.В. Гранулометрический состав минерального остова асфальтобетона. / Информация об отечественной и зарубежной дорожной технике № 2, М.1959, с.3-8.

46 Горелышев Н.В. Асфальтобетон и другие битумоминеральные материалы. – М.: Можайск-Терра, 1995,- 176 с.

47 Гезенцвей Л.Б. Асфальтовый бетон. – М. :Издательство литературы по строительству, 1964

48 Pine WJ. The Bailey Method – Achieving Volumetrics and HMA Compactability. //Course Materials and Handouts, 2005.

49 Королев И.В., Золотарев В.А., Ступивцев В.А. Асфальтобетонные покрытия. - Донецк: Донбас, 1970, 161 с.

50 Соломатов В.И. Элементы общей теории композиционных материалов.- Изв. ВУЗов. Стр-во и арх., 1980, №8, с. 61-70.

51 Кирюхин Г.Н. Способы структурного регулирования минеральной части асфальтобетона. //Сб. Дороги и мосты, вып.33, :Росдорнии, М. 2015, - С. 297-319.

52 Кирюхин Г.Н., Смирнов Е.А. Покрытия из щебеночно-мастичного асфальтобетона. – М. 2009, 175 с.

53 Кирюхин Г.Н. Взаимосвязь зернового состава и пористости дорожных смесей // Транспортное строительство. № 2, 2022. – С.16-19.

54 Кудяков А.И., Эфа А.К., Трофимов И.Н., Базилевич А.Л. Новые подходы в нормировании свойств компонентов и технологии приготовления асфальтобетона. // Наука и техника в дорожной отрасли № 1, 2009. - С. 18-21.

55 Михайлов В.В. Нефтяные дорожные битумы: Дориздат, М.1949.

56 ASTMD 4124-09 Standard Test Method for Separation of Asphalt into Four Fractions.

57 Колбановская А.С., Михайлов В.В. Дорожные битумы. –М. : Транспорт, 1973, 260 с.

58 Сергиенко С.Р., Таимова Б.А., Талалаев Е.И., Высокомолекулярные неуглеводородные соединения нефти. Смолы и асфальты, М., 1979.

59 Руденская И.М., Руденский А.В. Состав, структура и физико-механические свойства нефтяных дорожных битумов. / Сборник Росдорнии "Дороги и Мосты". вып. 22, 2009.

60 Ганеева Ю.М. Асфальтеновые наноагрегаты: структура, фазовые превращения, влияние на свойства нефтяных систем / Ю.М. Ганеева, Т.Н. Юсупова, Г.В. Романов // Успехи химии. – 2011. - № 80 (10). – С. 1034-1056.

61 Акбардзаде К. Асфальтены: проблемы и перспективы. /Камран Акбарзаде, Ахмед Хаммами, Абдель Харрат, Дэн Чжан, Стефан Алленсон, Джефферсон Крик, Шах Кабир, А. (Джамал) Джамалуддин, Алан Дж. Маршалл, Райан П. Роджерс, Оливер К. Маллинс // Нефтегазовое обозрение, лето 2007, том 19, № 2. – С. 28 – 53.

62 Nellenstayn F.J. //Inst. Petrol.- Technologists.- :10.- 311.- 1924.

63 Гун Р.Б. Нефтяные битумы. - М.: Химия, 1973. - с. 430.

64 Traxler R.N., Romberg J.W. //Ind. Eng. Chem.- 44.- 155.- 1952.

65 Гохман Л.М. Улучшение рабочих характеристик дорожных битумов: Союздорнии, М. 1990, 36 с.

59. Гохман Л.М. Комплексные органические вяжущие материалы на основе блоксополимеров типа СБС. Учебное пособие. – М.: ЗАО «ЭКОН-ИНФОРМ», 2004. – 584 с.

66 Гохман Л.М. Комплексные органические вяжущие материалы на основе блоксополимеров типа СБС. Учебное пособие. – М.: ЗАО «ЭКОН-ИНФОРМ», 2004. – 584 с.

67 Сюняев З.И. Прикладная физико-химическая механика нефтяных дисперсных систем. Уч. пос.- М.: МИНХ и П, 1983.

68 Гуреев А.А., Гохман Л.М., Гилязетдинов Л.П. Технология органических вяжущих материалов – М.: МИНХ и ГП, 1986, 127 с.

69 Хайрудинов И.Р., Камалова Т.П., Телешев Э.Г. Проблема введения сертификации качества битумной продукции «Проблемы производства и применения нефтяных битумов и композитов на битумной основе» 28-29 марта 2000 г, Саратов.

70 Кутьин Ю.А., Аминов Ш.Х., Теляшев Э.Г., Струговец И.Б., Викторова Г.Н. О некоторых особенностях поведения дорожных битумов в составе асфальтобетона. / Материалы межотраслевого совещания «Проблемы производства и применения нефтяных битумов и композитов на битумной основе» 28-29 марта 2000 г, Саратов.

71 Ткачев С.М. Новые взгляды на строение битумов и композиций на их основе. / Материалы межотраслевого совещания «Проблемы производства и применения нефтяных битумов и композитов на битумной основе» 28-29 марта 2000 г, Саратов.

72 Руденская И.М., Руденский А.В. Органические вяжущие для дорожного строительства. :Транспорт, М. 1984, 230 с.

73 Унгер Ф.Г. Масс- и радиоспектральные методы исследования группового состава и надмолекулярной структуры нефтей и нефтепродуктов: Дис. ...д.х.н.- Уфа.- БашНИИ НП.- 1984.

74 Унгер Ф.Г., Андреева Л.Н. Фундаментальные аспекты химии нефти. Природа смол и асфальтенов. –Новосибирск: Наука, 1995. –183 с.

75 Кузеев И.Р. Совершенствование технологии и повышение долговечности реакционных аппаратов термодиструктивных процессов переработки углеродного сырья: Дис. …д.т.н. УНИ.- Уфа, 1987.

76 Руденская И.М. Нефтяные битумы. – М.: Высшая школа. 1964, с. 42.

77 Печеный Б.Г. Битумы и битумные композиции, - М.: Химия, 1990.- 256 с.

78 Кузеев И.Р., Куликов Д.В., Мекалова Н.В., Закирничная М.М. Физическая природа разрушения /Учебное пособие. – Уфа: УГНТУ, 1997.- 168 с.

79 Борщ И.М. Процессы структурообразования в асфальтовых материалах. М. Труды МАДИ. вып. 23. 1958, 37-42 с.

80 Traxler R.N. The evalution of mineral powerds as fillers for asphalt. Proc.Assoc.Asphalt Paving Technologists, 1937, 8, 60-67.

81 Soenen H. and W. Teugels. Rheologicall Investigation on Binder-Filler Interactions. Proc., Eurobitume Workshop, Luxembourg, Belgium, 1999, paper № 102

82 Горелышев Н.В., Пименова И.И., Акимова Т.Н. Механические свойства битума в тонких слоях. - Научн.тр. \ МАДИ, 1958, вып. 23, с. 42-54.

83 Золотарев В.А. О вкладе составляющих асфальтобетона в его прочность. В сб. Повышение эффективности использования материалов при строительстве асфальтобетонных и черных покрытий. Труды Союздорнии, вып.113, М. 1989, с.78-84.

84 Котлярский Э.В. Влияние количества высокодисперсного наполнителя и вязкости битума на структурно-механические свойства асфальтобетона. В сб. научных трудов МАДИ (ТУ) «Методы и средства повышения надежности материалов и сооружений на автомобильных дорогах», М. 2000, с.86-95.

85 Берлин А.А., Басин В.Е. Основы адгезии полимеров. – М.: Химия, 1974. - 392 с.

86 Дерягин Б.В., Чураев Н.В., Муллер В.М. Поверхностные силы. – М. :Наука, 1985, 400 с.

87 Королев И.В. Модель строения битумной пленки на минеральных зернах в асфальтобетоне. // Известия Вузов. Строительство и архитектура, 1981. - №8. - С. 63-67.

88 Медведев Н.В. Иной подход к показателю предел прочности при сжатии асфальтобетона. / Сборник статей и докладов Ассоциации исследователей асфальтобетона : МАДИ, М. -2021-2022. - С. 87-91.

89 Гохман Л.М. Обоснование метода определения температуры трещиностойкости полимерасфальтобетона. / Л.М. Гохман, А.Р. Давыдова, Т.В. Прокофьева, К.И. Давыдова //Автомобильные дороги № 6, - 2007.

90 Einstein, A. Theory of the Brownian Movement; Dover Publications: New York, NY, USA, 1956.

91 Рейнер М. Десять лекций по теоретической реологии.- М., Л. : Гостехиздат. 1947.- 134 с.

92 Гохман Л.М. Комплексные органические вяжущие материалы на основе блоксополимеров типа СБС: Экон, М. 2004, 584 с.

93 Mooney M. The viscosity of a concentrated suspemion of spherical particles “Gournal colloid scinec” 1951, vol. 6, p. 162-170.

94 Кирюхин Г.Н. Исследование влияния качества битумов на работоспособность асфальтобетонных покрытий: дисс... канд. техн. наук, — М., 1982. 128 с

95 Колбановская А.С., Михайлов В.В. Дорожные битумы: Транспорт, М.,1973,260 с.

96 Бартенев Г.М. Прочность и механизм разрушения полимеров. - М.: Химия, 1984, 280 с.

97 Мандельброт Б. Фрактальная геометрия природы / Б. Мандельброт / пер. с англ. – М. : Институт компьютерных исследований, 2002. – 656 с.

98 Федер Е. Фракталы. – М.: Мир, 1991. – 268 с.

99 Баланкин А.С. Упругие свойства фракталов и динамика хрупкого разрушения твердых тел // Физика твердого тела. – 1992, Том 34. – № 4. – С. 1245-1257.

100 Шмидт Ф.К. Фракталы в физической химии гетерогенных процессов / Ф.К. Шмидт / Учебное пособие. – Иркутск: Иркутский государственный университет, 2000. – 148 с.

101 Марголин В.И. Основы нанотехнологии. // Учебное пособие, Санкт-Петербург: СПбГЭТУ «ЛЭТИ», 2004. – 313 с.

102 Кулак М.И. Фрактальная механика материалов / М.И. Кулак. – Минск : Вышэйшая школа, 2002. – 305 с.

103 Carpinteri A., Pugno N. A fractal comminution approach to evaluate the drilling energy dissipation. // International Journal for numerical and analytical methods in geomechanics, 2002, 26:499-513.

104 Смирнов Б.М. Физика фрактальных кластеров. – М.: Наука. Гл. ред. физ.-мат. лит., 1991, - 136 с.

105 Hyslip, J.P., Vallejo, L.E., Fractal analysis of roughness and size distribution of granular materials. // Engineering Geology, 48: (1997) 231¬244.

106 Arasan S. The Relationship between the Fractal Dimension and Mechanical Properties of Asphalt Concrete / Seracettin Arasan , Engin Yener , Fatih Hattatoglu , Suat Akbulut , Sinan Hinislioglu // International Journal of Civil and Structural Engineering. - 2010. - Vol. 1, № 2. - P. 165-170.

107 Кирюхин Г.Н. Термофлуктуационная и фрактальная модель долговечности асфальтобетона. // Сб. Дороги и мосты, вып.31, :Росдорнии, М. 2014, - С. 247-268.

108 Казарновский В.Д. Оценка сдвигоустойчивости связных грунтов в дорожном строительстве: Транспорт, М., 1985, 168 с.

109 Троицкая М.Н. Определение сопротивления грунтов сдвигу. Методическое пособие: Госгеолиздат, М-Л, 1940, 74 с.

110 Борисов В.А. Технологическая точность асфальтобетонных заводов и методы ее повышения. - Саратов: Издательство Саратовского университета, 1975. - 160 с.

111 Кирюхин Г. Устойчивость асфальтобетонных покрытий к колееобразованию. :Lambert Academic Publishing, Саарбрюккен, Германия, 2014, - 272 с.

112 Потапова Л.Б., Ярцев В.П. Механика материалов при сложном напряженном состоянии. : Машиностроение-1, М. 2005, 151 с.

113 Иоффе А.Ф., Кирпичева М.В., Левитская М.А. Деформация и прочность кристаллов // Журнал Русского физико-химического общества. – 1924. – Т. 56. – Вып. 5 – 6. – С. 489 – 504.

114 Давиденков Н.Н. Динамические испытания металлов. – М.: ОНТИ, 1936, 395 с.

115 Александров А.П. Вестник АН СССР, 1944, № 7/8, с. 51-57.

116 Каргин В.А., Слонимский Г.Л. Краткие очерки по физико-химии полимеров. М.: Химия, 1967, 230 с.

117 Тейтельбаум Б.Я. Термомеханический анализ полимеров. М.: Наука, 1979, 236 с.

118 Бартенев Г.М. Прочность и механизм разрушения полимеров. - М.: Химия, 1984, 280 с.

119 Валишин А.А., Мищенко Д.В. Особенности квазихрупкого разрушения полимеров и композитов на их основе. //Вестник МГТУ им. Н.Э. Баумана. Сер. «Естественные науки», 2012, с. 20-32.

120 Золотарев В.А. Когезия битума – основа температурной и временной зависимости прочности асфальтобетона. / В.А. Золотарев Избранные труды, том 1. Технические, реологические и поверхностные свойства битумов: Славутич, Санкт-Петербург, 2012.- С. 113-116.

121 Титарь В.С. Закономерности разрушения и долговременной прочности асфальто- и дегтебетонов: автореф. дисс. … канд. техн. наук: 05.23.05 / В.С. Титарь; Харьковский автомобильно-дорожный институт. – Харьков, 1982. – 24 с.

122 Котлярский Э.В. Повышение долговечности покрытий автомобильных дорог за счет оптимизации структуры асфальтобетонов //Автореф. дисс. докт. техн. наук, Белгород, 2012, 45 с.

123 . Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Part 2. Design inputs, Chapter 2. Material characterization. USA, 2004.

124 Онищенко А.Н. Повышение долговечности асфальтобетонных слоев за счет использования полимерных латексов: автореф. дисс. …канд. техн. наук, Киев, 2008, 19 с.

125 Griffith A.A. The phenomena of rupture and flow in Solids // Philosophical Transaction Royal Society. –1920. – Ser. A. – Vol. 221. – P. 163 – 198.

126 Гордеев С.О. Деформации и повреждения дорожных асфальтобетонных покрытий. -: Министерство коммунального хозяйства РСФСР, 1963, 132 с.

127 Дровалева О.В. Усталостная долговечность асфальтобетона при воздействии интенсивных транспортных нагрузок: автореф. дисс. … канд. техн. наук, Ростов на Дону 2009, 23 с.

128 Золотарев В.А. Долговечность дорожных асфальтобетонов. - Харьков,: Высшая школа, 1977, 114 с.

129 Салль А.О. Сопротивление асфальтобетонного покрытия изгибу при действии дви-жущегося автомобильного транспорта: автореф. дисс. … канд. техн. наук.:440 / А.О. Салль; Ленфилиал Союздорнии – Л., 1968. – 28 с.

130 Кирюхин Г.Н. Исследование зависимостей модуля упругости асфальтобетона. //Научно-технический информационный сборник №3 :Информавтодор, М. 2009, с. 41-57.

131 Регель В.Р., Слуцкер А.И., Томашевский Э.Е. Кинетическая природа прочности твердых тел. - М.: Наука, 1974, с. 560.

132 Кирюхин Г.Н. К вопросу о долговременной прочности асфальтобетона. - Труды Союздорнии, № 99, М. 1977, С. 31-38.

133 Ратнер С.Б., Ярцев В.П. Физическая механика пластмасс. Как прогнозируют работоспособность? :Химия, М. 1992, 320 с.

134 Веттегрень В.И., Лазарев В.А., Петров С.О. Физические основы кинетики разрушения материалов. – Л.: ФТИ, 1989. – 246 с.

135 Ландау Л.Д., Лифшиц Е.М. Статистическая физика :Наука, М., 1976, 584 с.

136 Михайлов Н.В., Лихтгейм А.М. Исследование полных реологических кривых и формулы для расчета эффективной вязкости структурированных жидкостей с молекулярно-кинетической интерпретацией входящих в них членов. /Коллоидный журнал, том 17, вып. 5, 1955.

137 Радовский Б.С. Вероятностно-геометрический подход к структуре и оценке физико-механических свойств материалов дорожной конструкции. /в кн.: Новое в проектировании конструкций дорожных одежд. М., 1988, с. 37-50.

138 . Frenkel, J. Ueber die Waermebewegung in festen und fluessigen Koerpern, Zeits. Phys., 1926, 35, 652.

139 Френкель Я.И. Кинетическая теория жидкостей. М.-Л.: Изд-во АН СССР, 1945. 424 с.

140 Eyring H. Viscosity, Plasticity, and Diffusion as Examples of Absolute Reaction Rates, J.Chem.Phys. 1936, 4, 283.

141 Никишина М. Ф. Исследование вязкости дорожных битумов / М. Ф. Никишина // Труды ДорНИИ. - № 8, 1949, с. 38-58.155.

142 Волорович М.П., Никишина М.Ф. Вязкость дорожных битумов. // Коллоидный журнал № 3, 1950, с. 169-174.

143 Kiryukhin G.N. Influence of Rheology of Asphalt Concrete and Interlayer Bitumen on the Reflective Crack Development. - В кн.: Reflective Crecking in Pavements Research in Practice. - Ottawa, 2000. - P. 207-216.

144 Методические рекомендации по применению битумов разных марок в асфальтобетонных смесях различного гранулометрического состава: Союздорнии, М, 1981, 15 с.

145 Чалых А.Е. Диффузия в полимерных системах — М.: Химия, 1987. — 312 с.

146 Кирюхин Г.Н. Усталостные процессы. К вопросу о термофлуктуационной природе деформирования и разрушения битумных материалов / Г.Н. Кирюхин // Автомобильные дороги. – М., 2012. – № 12. - С. 44-48.

147 Бахрах Г.С. Подход к определению срока службы асфальтобетонного покрытия. //Дороги и мосты. 2014. Т. 2. № 32. С. 250-263.

148 Салль А.О. Сопротивление асфальтобетонного покрытия изгибу при действии движущегося автомобильного транспорта: автореф. дисс. … канд. техн. наук.:440 / А.О. Салль; Ленфилиал Союздорнии – Л., 1968. – 28 с.

149 Дровалева О.В. Усталостная долговечность асфальтобетона при воздействии интенсивных транспортных нагрузок: автореф. дисс. … канд. техн. наук, Ростов на Дону 2009, 23 с.

150 Радовский Б.С., Щербаков А.М. Влияние содержания вяжущего на выносливость битумоминерального слоя при изгибе. //Строительство и эксплуатация автомобильных дорог", Вып. 3, Киев, Будівельник, 1974, с.56-60.

151 Soliman S., Doan T.H. Influence des parametres de formulation sur le module et la re-sistance a la fatigue des graves-bitume. // Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussees, decembre 1977, n° special V, p 229-243.

152 Di Benedetto H. Modelisation : ecart entre etat de connaissances et d'applications. / Journee LAVOC, Ecole Polytechnique federale de Lausanne, 1998.

153 Салль А.О. Уточнение расчетных параметров битумоминеральных материалов при воздействии повторных нагрузок. /Труды Союздорнии, вып. 78, М. 1974, с.106-115.

154 Guericke R. Neue Ergebnisse von Lauerbiegeprüfungen an bituminösen Gtmischen. // Die Strasse, N 7, 1970.

155 Шульман З.П., Ковалев Я.Н., Зальцгендлер Э.А. Реофизика конгломератных материалов. - Минск: Наука и техника, 1978.- 240 с.

156 Monismith, C. L., J. A. Epps, D. A. Kasianchunk, and D. B. McLean, Asphalt Mixture Behavior in Repeated Flexure, Report No. TE 70-5, Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkeley, 1970.

157 126. Bateman D. Laboratory Investigation of Fatigue Endurance Limits in Asphalt Concrete: Dissertation / Damien Bateman, The University of New Mexico, Albuquerque, New Mexico, May 2012, 283 p.

158 Сибирякова Ю.М. Расчетные параметры асфальтобетонных покрытий для проектирования нежестких дорожных одежд: Автореф. дисс. канд. техн. наук. М. 2008, 18 с.

159 Piau J.M., Rousset G. Modelisation thermomecanique du comportement des enrobes bitumineux Memoire de DEA, Laboratoire de Mecanique des Solides. Paris: Ecole Polythechnique, 1983. 45p.

160 Di Benedetto H., Ashayer Soltani M.A. Etude de la fatigue des mélanges bitumineux. // 2ème réunion du réseau de laboratoires Géomatériaux, Environnement, Ouverage, Aussois (France), 1995, 3p.

161 Baaj H. Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux liants hydrocarbonés /Thèse de Doctorat, Lyon: INSA de Lyon, 2002, 264 p.

162 Saunier J. Autoréparation des enrobés bitumineux. //Revue Générale des Routes et Aérodromes, septembre, 1968, n° 435, p 69 – 72.

163 Калашникова Т.Н. Деформативные свойства асфальтобетона при воздействии повторных нагрузок. - Труды Союздорнии, Вып. 44, М. 1971, с. 55-63.

164 Uge P., Gravois A., Lemaire J.N. Le comportement en fatigue des enrobés bitumineux : influence du liant. //Revue Générale des Routes et des Aérodromes, juin 1976, n° 521, p43-55.

165 Francken L. Fatigue d'un enrobé bitumineux soumis à des conditions réalistes. //La technique routière (Bruxelles), 1979, vol 24, n° 4, p 1-26.

166 Способ оценки усталости асфальтобетона при циклических динамических воздействиях. /Патент на изобретение RU 2483290 C2 от 22.08.2011.

167 Heilperno Carlos Kraemer. Peologia de mezclas bituminosas. //Laboratorio del transporte y mecánica del Suelo, N 81, 1970, s.51-82.

168 Руденский А. В. Исследование влияния пластичности на деформативные и прочностные характеристики асфальтобетона: автореф. дисс. … канд. техн. наук.:05.23.05 / А.В. Руденский; МАДИ – М., 1965. – 34 с.140.

169 Кирюхин Г.Н. Исследование влияния качества битумов на работоспособность асфальтобетонных покрытий: дисс... канд. техн. наук, — М., 1982. 128 с.

170 Переверзев Е.С. Об оценке долговечности элементов конструкций при различных режимах нагружения. - В кн.: Надежность и долговечность технических систем, Киев, 1975. - С. 12-22.

171 Журков С.Н., Томашевский Э.Е. Временная зависимость прочности при различных режимах нагружения // Некоторые проблемы прочности твердого тела. – Л.: ЛГУ, 1959. – С. 68-75.

172 Радовский Б.С., Руденский А.В. О влиянии характеристик структуры материалов на их усталостную и длительную прочность. /Труды Союздорнии, вып. 79, 1975. -С. 43-48.

173 Веттегрень В.И. Температурная зависимость прочности полимеров и металлов в области высоких температур / В.И. Веттегрень, В.Б. Кулик, С.В. Бронников // Письма в Журнал Технической физики. – 2005., Т. 31., В. 22. – С. 47-55.

174 Золотарев В.А. Технические, реологические и поверхностные свойства битумов. / В.А. Золотарев. Избранные труды, том 1. – Санкт-Петербург: Славутич, 2012. – 147 с.

175 Радовский Б.С., Телтаев Б.Б. Вязкоупругие характеристики битума и их оценка по стандартным показателям. – Алматы: Bilim, 2013. – 150 с.

176 Ратнер С.Б. Физические закономерности прогнозирования работоспособности конструкционных пластических масс / С.Б. Ратнер // Пластические массы. – 1990. – № 6. – С. 35 – 48.

177 Kartsovnik W.I. On the mechanism of the flow of polymers / W.I. Kartsovnik, V.V. Pelekh / <arXiv.org>, 0707.0789v1. – New York: Cornell University, 2007. – 8 p.

178 Луис Э. Фрактальная природа трещин / Э. Луис, Ф. Гинеа, Ф. Флорес // Фракталы в физике. Труды VI международного симпозиума по фракталам в физике (МЦТФ, Триест, Италия, 0-12 июля 1985). – М :Мир, 1988. – С. 244-248.

179 Кирюхин Г.Н. Остаточные деформации в асфальтобетонных покрытиях. // Наука и техника в дорожной отрасли. – М., 1998. – № 3. – С. 14-16.

180 Круглицкий Н.Н. Основы физико-химической механики. / Н.Н. Круглицкий / Ч. 1. – Киев: Вища школа, 1975. – 268 с.

181 Ребиндер П.А. Новые методы характеристики упруго-пластично-вязких свойств структурированных дисперстных систем и растворов высокополимеров. / Избранные труды. Физико-химическая механика: Наука М. 1979, - с. 66-81.

182 Пригожин И.Р. Время, структура и флуктуации (Нобелевская лекция по химии 1977 года) //Успехи физических наук. 1980. Том 131, вып. 2. – С. 185-207.

183 Мартюшев Л. М. Производство энтропии и морфологические переходы при неравновесных процессах. // Автореф. дисс. докт. физ-мат. наук, Екатеринбург, 2010, 32 с.

184 Мандельброт Б. Фрактальная геометрия природы / Б. Мандельброт / пер. с англ. – М. : Институт компьютерных исследований, 2002. – 656 с.

185 Мюллер Х. Скейлинг как фундаментальное свойство собственных колебаний вещества и фрактальная структура пространства - времени. http://www.chronos.msu.ru/old/RREPORTS/osnovaniya_fiziki/myuller_skeyling.pdf

186 Ильин А.П., Прокофьев В.Ю. Физико-химическая механика в технологии катализаторов и сорбентов : Монография / Иван. гос. хим.-технол. ун-т. Иваново, 2004. 316 с.

187 Рейнер М. Деформации и течение. Введение в реологию.- М.: Гостоптехиздат.- 1963. 381 с.

188 Уилкинсон У.Л. Неньютоновские жидкости, пер. с англ., - М.: Мир, 1964. — 216 с.

189 Богомолов В.А., Жданюк В.К., Богомолов С.В. Универсальный метод составления линейных вязко-упругих структурных моделей. // Автомобильный транспорт, вып. 28, 2011, с. 125-130.

190 Богуславский А.М., Богуславский Л.А. Основы реологии асфальтобетона. - М.: Высшая школа, 1972. - 200 с.

191 Bagley, R. L., Torvik, P. J. On the fractional calculus model of viscoelastic behavior. // J. Rheol., 1986, v.30, p. 133-155.

192 187. Новиков В.В., Вайцеховский К.В. Вязкоупругие свойства фрактальных сред. // Прикладная механика и техническая физика, Т. 41, № 1, 2000, с. 162-172.

193 Виноградов Г.В., Малкин А.Я. Реология полимеров. - М.: Химия, 1977. - 438 с.

194 Schiessel H., Blumen A., Hierarchical analogues to fractional relaxation equation. Theoretische Polymerphysik, J. Phys. A: Math. Gen., 26(1993), 5057-5069.

195 Schiessel H., Mentzler R., Blumen A., Nonnenmacher T.F., Generalized viscoalastic models: thear fractional equations with solutions. Theoretische Polymerphysik, J. Phys. A: Math. Gen., 28(1995), 6567-6584.

196 Рейнер М. Десять лекций по теоретической реологии.- М., Л. : Гостехиздат. 1947.- 134 с.

197 Batchelor, G.K.; Green, J.T. Determination of bulk stress in a suspension of spherical-particles to order C-2. J. Fluid Mech. 1972, 56, 401–427.

198 Урьев Н.Б. Физико-химические основы технологии дисперсных систем и материалов / Н.Б. Урьев. — М.: Химия. — 1988. — 255 с.

199 Superpave performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing. Asphalt Institute Superpave Series N1 (SP-1), 1997 Printing.

200 Урьев Н.Б. Физико-химическая динамика дисперсных систем и материалов. :ИД Интеллект — 2013. — 324 с.

201 Носков В.Н. Исследование деформационной устойчивости асфальтобетона при статическом и циклическом загружении с различным режимом в условиях повышенных температур: автореф. дисс... канд. техн. наук.- Омск, 1975. - 31 с.

202 Веденеев Б.В., Михайлов Н.В. Трубопроводный транспорт горячего битума. - М.: Госстройиздат, 1962. - 220 с.

203 Ребиндер П.А. О реологии тиксотропно-структурированных дисперсных систем. /В кн. Избранные труды. Физико-химическая механика: Наука, М. 1979.

204 Карцовник В.И., Пелех В.В. О механизме течения полимеров., 2007, - http://arxiv.org/abs/0707.0789. Проверено 21.04.2017 г.

205 Лесин В.И., Лесин С.В. «Фрактальная» формула зависимости вязкости неньютоновской жидкости от градиента скорости// Нефтяное хозяйство. – 2012. – № 3. – С. 46–48.

206 Попченко С.Н., Старицкий М.Г. Асфальтовые гидроизоляции бетонных и железобетонных сооружений. - М., Л. : Госэнергоиздат, 1962, - 110 с.

207 Гоглидзе Л.М. К вопросу изучения реологических свойств битумов и асфальтовых систем. // Труды МАДИ. Вып.16, - 1955. - с. 24-32.

208 Золотарев В.А., Садовенко Д.И. Влияние температуры и времени на прочность асфальтобетона // Сборник научных трудов / Хабар. политехн. ин-т. -1969. Вып. 19. - с. 46-52.

209 Матвеенко В.Н., Кирсанов Е.А. Вязкость и структура дисперсных систем. // Вестн. Моск. ун-та, сер.2., Химия, т.52, № 4, 2011, - с. 243-276.

210 СТО-ГК «Трансстрой» 007-2007 Асфальтобетон. Метод оценки устойчивости к образованию колеи пластичности. - М., 2007.

211 Конструирование и расчет нежестких дорожных одежд. Под ред. Иванова Н.Н. - М. :"Транспорт", 1973. - 328 с

212 Modeling of Asphalt Concrete. / About the Editor Y. Richard Kim :ASCE Press ; New York : McGraw-Hill, cop. 2009, - 460 s.

213 Ферри Дж. Вязкоупругие свойства полимеров. - М.: Иностранная литература, 1963, - 536 с.

214 Тобольский А. Свойства и структура полимеров. : Химия, М., 1964, 326 с. (Tobolsky AV: Properties and Structure of Polymers, John Wiley & Sons, New York - London (1960)).

215 NCHRP Report 465. Simple Performance Test for Superpave Mix Design: National Academy Press, Washington D.C. – 2002, 105 p.

216 FHWA/IN/JTRP-2005/14. HMA Pavement Performance and Durability. / Purdue University, West Lafayette, IN 47907, - 2006, 192 p.

217 Huet C. Etude par une methode d'impedance du comportement viscoelastique des mate-riaux hydrocarbons. / These de Docteur Ingenieur, Paris: Faculte des Sciences de l'universite de Paris, 1963, 69 p.

218 Di Benedetto H., De La Roche C. State of the Art on Stiffness Modulus and Fatigue Bituminous Mixtures. //RILEM, Bituminous Binders and Mixtures, 1998. 17p.

219 NCHRP REPORT 513. Simple Performance Tester for Superpave Mix Design: First-Article Development and Evaluation. / NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM : TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, WASHINGTON, D.C. - 2003, 169 p.

220 Руденский А.В. Обеспечение эксплуатационной надежности дорожных асфальтобетонных покрытий. :Транспорт, М. 1975, 64 с.

221 Александров А.П., Лазуркин Ю.С. Изучение полимеров. Высокоэластическая деформация полимеров. - Журнал Технической Физики, т. 9, №14, 1939, с. 1249-1252.

222 AUSTROADS TEST METHOD AGPT/T274 «Characterisation of Flexural Stiffness and Fatigue Performance of Bituminous Mixes», - May 2015.

223 Van der Poel C., A general system describing the visco-elastic properties of bitumens and its relations to routine test data. // Journal of Applied Chemistry. London, Vol 4, 1954, pp 221-236.

224 Van der Poel C. On the rheology of concentrated dispersions. // RheologicaActa, 1, 1958, p. 198-205.

225 Heukelom W., Klomp A.J. Road design and dynamic loading. // Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, 1964, Voll 33, pp. 92-123.

226 Hirsch T.J. Modulus of elasticity of concrete affected by elastic moduli of cement paste matrix and aggregate. //Journal of the American Concrete Institute vol. 59(3), 1962, pp. 424-452.

227 Hashin Z. The elastic moduli of heterogeneous materials //Journal of Applied Mechanics, ASME, vol. 29, no. 1, pp. 143–150, 1962.

228 Christensen D.W., Pellinen T.K., Bonaquist R.F. Hirsch Model for Estimating the Moduls of Asphalt Concrete. //Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 72, Lexington, KY, 2003.

229 Pavement Design Manual-Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic. :Shell International Petroleum Co Ltd, London, UK, 1978.

230 Research and development of The Asphalt Institute's thickness design manual, Manual Series 1, Research Report 82-2, Maryland, 1982.

231 BS EN 12697: Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. British Standards, Publ., UK: HD 23/99 (1999). Design Manual for Roads and Bridges. Vol. 7. Pavement Design and Maintenace, 2001.

232 Design of Pavement Structures, Technical Guide (in French) SETRA, Laboratoire Central des Pontset Chaussées, Dec. 1994.

233 Лапченко А.С. Взаимосвязь пенетрации вяжущих с модулями упругости асфальтобетонов и асфальтополимербетонов на их основе. // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры, выпуск 2011-1(87), 2011, с.141-146.

234 NCHRP (2004), National Cooperative Highway Research Program, «Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures» NCHRP Project 1-37A Final Report, Washington, D.C. (2004).

235 Development of a Revised Predictive Model for the Dynamic (Complex) Modulus of Asphalt Mixtures. APPENDIX CC-4. Guide for the Design of New and Rehabilitated Pavement Structures, 2002, USA.

236 Francken, L.; Verstraeten, J. Methods for Predicting Moduli and Fatigue laws of bituminous Road Mixes under repeated Bending. //Transportation Research Record 515, Washington D.C., 1974, USA.

237 Hürtgen H. Bestimmung des Elastizitätsmoduls von von Asphalt aus konventionellen Mischgut und Bindemitteldaten. //Bitumen № 2, 1982, s. 52-58.

238 Иванов Н.Н., Телегин М.Я. К обоснованию показателей механических свойств асфальтовых смесей. - В кн.: Исследование органических вяжущих материалов и физико-механических свойств асфальтовых смесей. / Дорнии, М., 1949, с. 106-133.

239 Губач Л.С. Интегральные состояния между напряжениями и деформациями при вязкоупругом поведении асфальтобетона. - Научн.тр. \ СибАДИ, 1975, вып. 46, сб.3, с. 23-30.

240 Золотарев В.А. Релаксационный характер коэффициента пластичности и температуры механического стеклования асфальтобетона. // Наука и техника в дорожной отрасли, № 4, - 2014, с. 32-36.

241 Никольский Ю.Е. Исследование свойств битумоминеральных материалов при отрицательных температурах для дорожных покрытий в зоне вечной мерзлоты: автореф. дисс... канд. техн. наук / Ю.Е. Никольский. – М, 1971. – 22 с.

242 Huet Ch. Étude par une méthode d'inpédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés. Thèse de docteur-Ingéniuer. – Faculté des Sciences de Paris, 1963. – 140 p.

243 Золотарев В.А. Коэффициент пластичности как характеристика реологического состояния асфальтобетона // Автошляховик України: наук.-вироб. журн. — 2013 — №6. – С.22–33.

244 Губач Л.С. О степенных закономерностях деформирования асфальтобетона // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1972. – №10. – С. 125-129.

245 Кирюхин Г.Н. Смирнов Е.А. Предложения по совершенствованию требований к щебеночно-мастичному асфальтобетону // Мир Дорог № 66, 2013, - С. 74-76.

246 Кирюхин Г.Н. Обратимое деформирование асфальтобетона в зависимости от условий нагружения. // Сб. Дороги и мосты, вып.35, :Росдорнии, М. 2016 - С.233-252

247 Бартенев Г.М., Зуев Ю.С. Прочность и разрушение высокоэластичных материалов. – М., Л.: Химия, 1964. – 388 с.

248 Кирюхин Г.Н., Казарновский В.Д. Развитие нормативной базы расчетных характеристик асфальтобетонов. / Сборник статей и докладов Ассоциации исследователей асфальтобетона :МАДИ, М. -2010. - С. 86-92.

249 Баланкин А.С. Синергетика деформируемого тела. – Москва: МО СССР, 1991. – 404 с.

250 Кирюхин Г.Н., Смирнов Е.А., Зайцев Н.Ю. Дорога под нагрузкой //Автомобильные дороги. № 8 (1077). 2021.С. 119-124.

251 Кирюхин Г.Н., Смирнов Е.А., Зайцев Н.Ю. Влияние температуры на прочность нежестких дорожных одежд //Автомобильные дороги. № 1 (1082). 2022. С. 118-122.