УДК 625.7: 625.731

МЕТОД РАСЧЕТА ОСТАТОЧНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ МАТЕРИАЛОВ, ПРИМЕНЯЕМЫХ В ОСНОВАНИЯХ ДОРОЖНЫХ ОДЕЖД

А.С. Александров, Т.В. Семенова*, Н.П. Александрова ФГБОУ ВО «СибАДИ», г. Омск, Россия, *stv8@yandex.ru

аннотация

Введение. Остаточные деформации, накапливаемые материалами конструктивных слоев дорожных одежд и грунтов земляного полотна, оказывают существенное влияние на ровность дорожных покрытий.

Материалы и методы. Выполнен анализ моделей расчета остаточных деформаций, накапливаемых зернистыми материалами при воздействии повторных нагрузок. Установлен наследственный характер накапливания деформации зернистыми материалами. Это позволило применить интегральное исчисление для аналитического решения задачи о зависимости остаточной деформации от числа повторных нагрузок, величины главных напряжений. Решение получено в виде логарифмических и степенных функций, связывающих накапливаемую деформацию с деформацией, возникающей от первого приложения нагрузки с числом приложений нагрузок. При определении деформации от первого приложения нагрузки авторами приняты во внимание модель теории пластичности, в которой упругопластическая деформация определяется суммой двух составляющих упругой и пластической, а так же реологические модели, рассматривающие деформацию как сумму трех или четырех составляющих. Обобщая модель на различные материалы, предпочтение отдано модели, в которой упругопластическая деформация определяется четырьмя составляющими: мгновенными упругими и остаточными деформациями, эластической (упруго-вязкой) деформацией и вязкопластической составляющей. Поэтому остаточная деформация от первого приложения нагрузки представлена суммой двух составляющих мгновенной необратимой и вязкопластической. Вязкопластическая составляющая деформации является следствием релаксации напряжения за сравнительно короткий промежуток времени равный продолжительности воздействия нагрузки. В дальнейшем это позволит учитывать влияние скорости движения на продолжительность действия нагрузки и величину вязкопластической составляющей остаточной деформации. Авторы подчеркнут, что учет вязкопластической составляющей остаточной деформации наиболее целесообразен при вычислении остаточных деформаций грунтов и материалов обработанных органическим вяжущим. Зернистые материалы менее чувствительны к вязкопластической деформации при однократном приложении нагрузки, но, как показывают данные экспериментов, при превышении напряжением предела упругой, и тем более пластической приспособляемости щебня, гравия и т.п. вязкопластическая деформация вносит существенный вклад в накопленную остаточную деформацию.

Результаты. Выполнен анализ экспериментальных данных по трехосному сжатию различных зернистых материалов и определены параметры, полученных степенных и логарифмических функций. В число исследованных материалов входят: гранитный, гнейсовый, гранодиоритовый и диоритовый щебень, песчано-гравийные и щебеночно-гравийные смеси с минеральной частью из различных горных пород, укрепленные пески.

Заключение. Показана возможность применения, полученных решений, для расчета смещения поверхности слоев дорожной одежды из зернистых материалов. Сформулированы задачи дальнейших исследований.

КЛЮЧЕВЫЕ СЛОВА: дорога, зернистый материал, остаточная деформация, трехосное сжатие, смещение поверхности слоев дорожной одежды.

© А.С. Александров, Т.В. Семенова, Н.П. Александрова



456

Контент доступен под лицензией Creative Commons Attribution 4.0 License.

MATERIALS USED IN THE ROAD BASES: METHOD OF THE RESIDUAL DEFORMATIONS' CALCULATION

A.S. Aleksandrov, T.V. Semenova*, N.P. Aleksandrova Siberian State Automobile and Highway University, Omsk, Russia *stv8@yandex.ru

ABSTRACT

Introduction. Residual deformations accumulated by materials of structural layers of pavements and subgrade soil have a significant impact on the evenness of road structures.

Materials and methods. The authors performed the analysis of the models for calculating residual deformations accumulated by granular materials and under the influence of repeated loads. The research showed the hereditary nature of the strain granular materials' accumulation. Therefore, the authors used integral calculus for analytical solution of the residual deformation's dependence on the number of repeated loads and on the magnitude of the main stresses. Moreover, the authors obtained the solution in the form of logarithmic and power functions, which associated the accumulated deformation with the deformation arising from the first load application. In determining the deformation from the first load application, the authors took into account the model of the theory of plasticity, in which the elastoplastic deformation was determined by the sum of two components elastic and plastic, as well as rheological models considering the deformation as the sum of three or four components. Generalizing the model for various materials, the authors gave the preference to the model, in which the elastoplastic deformation was determined by four components: instantaneous elastic and residual deformations. elastic (elastic-viscous) deformation and a viscoplastic component. Therefore, the residual strain from the first load application was represented by the sum of the two components, instantaneous irreversible and viscoplastic. The viscoplastic component of the deformation was a result of stress relaxation in a relatively short period of time equal to the duration of the load impact. Such research allowed taking into account the effect of speed on the duration of the load and the magnitude of the viscoplastic component of the residual deformation. The authors emphasized that taking into account the viscous-plastic component of residual deformation was most appropriate when calculating residual deformations of soils and materials treated with an organic binder. Granular materials were less sensitive to viscoplastic deformation under a single load application, but, when the voltage exceeded the elastic limit, and the more plastic adaptability of crushed stone, gravel, etc. viscoplastic deformation made a significant contribution to the accumulated residual deformation.

Results. As a result, the authors carried out the analysis of experimental data on the triaxial compression of various granular materials and determined the parameters obtained for the power and logarithmic functions. The authors studied such materials as granite, gneissic, granodiorite and diorite crushed stone, sand, gravel and crushed stone, gravel mixtures with a mineral part from various rocks and fortified sands.

Discussion and conclusions. The paper demonstrates the possibility of using the solutions for calculation of the surface displacement of the pavement layers of granular materials. The authors formulate the tasks for further research.

KEYWORDS: road, granular material, residual deformation, three-axis compression, displacement of the pavement layers.

© A.S. Aleksandrov, T.V. Semenova, N.P. Aleksandrova



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

введение

Остаточные деформации, накапливаемые материалами конструктивных слоев дорожных одежд и грунтов земляного полотна, оказывают существенное влияние на ровность покрытий дорожных одежд. Влияние остаточных деформаций на ровность покрытий автомобильных дорог можно продемонстрировать на моделях формирования и развития колей. Известно два типа таких моделей. Первый тип раскрывает физическую суть формирования колей на асфальтобетонных покрытиях [1-3]. Типы таких колей приведены на рис. 1.

Анализируя причины образования структурной колейности специалисты [1-3] говорят, что такая колея, как правило, затрагивает все слои дорожной одежды, но наиболее часто является следствием накапливания деформаций деформации в пределах зернистых слоев основания и земляного полотна. Кроме того, такая колея может быть вызвана сочетанием слабых грунтов, плохого дренажа и воздействием тяжелой нагрузки. В качестве причин возникновения указывают недостатки проектирования и качества строительства.

Колея, образующаяся вследствие нестабильной структуры асфальтобетона, возникает в результате пластических сдвиговых деформаций, протекающих в слоях из асфальтобетона. Причина формирования такой колеи связана с механическими свойствами асфальтобетонной смеси, содержанием воздушных пустот и стойкостью смеси к сдвигу [1].

Колея, обусловленная поверхностным износом покрытия, образуется только в верхнем асфальтобетонном слое. Это связано с прогрессирующей потерей агрегатных частиц с поверхности дорожного покрытия, что вызвано комбинированным воздействием окружающей среды и шин, прежде всего, шипованных шин [1, 2]. Специалисты из скандинавских стран отмечают влияние на износ покрытия анти гололедных смесей, которые при обработке покрытия являются абразивом, способствующим увеличению интенсивности износа.



Рисунок 1 – Типы колей на асфальтобетонных покрытиях [1, 2]: а – структурная колейность; б – нестабильная структура асфальтобетона; в – поверхностный износ покрытия ; 1 – слои дорожной одежды из асфальтобетона; 2 – несущие и дополнительные слои основания; 3 – земляное полотно

Figure 1 – Types of ruts on asphalt concrete pavements [1, 2]: a – structural rutting; b – instability structure; c – surface wear rutting; 1 – layers of pavement made of asphalt concrete; 2 - bearing and additional base layers; 3 - subgrade



Режим работы 2 (Mode 2)

Режим работы 3 (Mode 3)

Том 16, № 4. 2019. Сквозной номер выпуска – 68

Vol. 16, no. 4. 2019. Continuous issue - 68

Рисунок 2 – Типы колей на покрытиях из зернистых материалов [3-6]: 1 – слои дорожной одежды из зернистых материалов; 3 – земляное полотно Figure 2 – Ruts' types on coatings from granular materials [3–6]: 1 – layers of pavement made of granular materials; 3 – subgrade

Режим работы 1 (Mode 1)

Колеи второго типа формируются на покрытиях из зернистых материалов, они классифицированы, а причины их появления и развития хорошо изучены [3–6]. Колеи такого типа приведены на рис. 2.

Типы колей, формирующиеся на покрытиях из зернистых материалов, подразделяют по режиму работы дорожной одежды и грунта земляного полотна. Такие режимы работы хорошо согласуются со стадиями работы грунтового основания, классифицированными в СССР Н.М. Герсевановым. Колея при режиме работы 1 обусловлена преимущественно деформациями уплотнения, возникающими в слоях из зернистых материалов. Проводя параллель со стадиями деформирования грунтового основания по Н.М. Гесеванову, отметим, что такое деформирование имеет место тогда когда давление, воспринимаемое основанием, не превышает первой критической нагрузки. В этом случае осадки основания связаны с давлением линейной зависимостью, или слабовыраженной нелинейной зависимостью, которую можно приближать линейной функцией. Подчеркнем, что описывая эту стадию деформирования, мы говорим о грунтовом массиве и о связи его осадок с воспринимаемым им давлением. Но в наиболее опасной точке этого массива грунта может иметь место предельное состояние по критерию Мора-Кулона и в такой точке связь деформаций с компонентами тензора напряжений нелинейная.

Колея, обусловленная режимом работы 2, возникает в результате деформаций сдвига в слоях из зернистых материалов, а при режиме работы 3 колея образуется из-за деформаций сдвига в грунте земляного полотна. Такие колеи могут соответствовать стадиям деформирования основания по Н.М. Гесеванову, характеризуемым как стадией сдвигов, так и стадией потери несущей способности. Для стадии потери несущей способности характерно образование выпоров материала за зоной приложения нагрузки. Такая картина имеет место тогда, когда давление превышает вторую критическую нагрузку. Стадия сдвигов является переходной от стадии уплотнения к стадии потери несущей способности. При таком деформирование давление превышает первую критическую нагрузку, но не превышает вторую критическую нагрузку. Связь осадок с давлениями нелинейная.

Безусловно, что для всех типов колей, исключая колейность, обусловленную износом покрытия, необходимо изучать деформирование дорожно-строительных материалов и грунтов при воздействии многократно прикладываемых нагрузок. Причем большое значение имеет как число приложений нагрузки, так и величина напряжений, и продолжительность воздействия нагрузки.

В настоящее время в этом направлении выполнено большое количество работ, результаты которых легли в основу эмпирических формул, предназначенных для прогнозирования как глубины колеи, так и различных показателей ровности: амплитуды неровности (глубины продольной неровности), просветов под рейкой, укладываемой на покрытие, показателей ровности по различным динамическим приборам. Кроме того, известны эмпирические зависимости для определения предельного числа расчетных транспортных нагрузок, превышение которого приводит к накапливанию недопустимой остаточной деформации или разрушению асфальтобетонных слоев от растяжения при изгибе. Также известны формулы для вычисления толщины дорожной одежды эквивалентной толщине слоя из щебня на земляном полотне, свойства грунта которого характеризуется определенной величиной калифорнийского числа несущей способности. Такие эмпирические зависимости известны под общим названием механико-эмпирические методы расчета дорожных одежд. Анализ формул механико-эмпирических методов расчета дорожных одежд выполнен в работах [7-12].

Анализируя работы, преследующие цель разработки методов расчета глубины неровности, выделим два подхода. Согласно первому подходу глубина неровности определяется разностью необратимых смешений поверхности покрытия в рассматриваемой точке сечения и в точке сечения с наименьшей накопленной остаточной деформацией. То есть, глубина неровности определяется относительно точки с наименьшим смешением поверхности покрытия. В таких решениях смещение поверхности покрытия определяется суммой необратимых перемещений поверхностей каждого слоя дорожной одежды и грунта земляного полотна. Необратимое перемешение поверхности слоя определяется интегрированием функции остаточной деформации по глубине. Пределами интегрирования является условный ноль, которым обозначена поверхность слоя, и толщина слоя, ограниченная ординатой z, а в полупространстве бесконечностью. Этот подход полностью соответствует принципам механики грунтов, согласно которым при решении осесимметричной задачи осадку полупростран-

РАЗДЕЛ III. СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

ства или слоя конечной толщины находят интегрированием функции вертикальной деформации по глубине [13–15]. Демонстрируя такой способ решения, специалисты обычно приводят задачу Ж. Буссинеска, в которой интегральное уравнение для вычисления осадки имеет вид [14, 15]:

$$U_{z} = \int_{0}^{z} \varepsilon_{z} dz = \frac{1}{E} \cdot \int_{0}^{z} [\sigma_{z} - \mu \cdot (\sigma_{x} + \sigma_{y})] dz = \frac{1}{E} \cdot \int_{0}^{z} [\sigma_{z} - 2 \cdot \mu \cdot \sigma_{x}] dz, \qquad (1)$$

Где е_z – вертикальная деформация, определяемая соответствующим выражением обобщенного закона Р. Гука; Е и m – продольный модуль упругости (при малых упругопластических деформациях это продольный модуль деформации) и коэффициент Пуассона, Е измеряется в Па, а m безразмерная величина; s_z, s_x и s_y – нормальные компоненты тензора напряжений, которые в точках оси симметрии нагрузки являются главными напряжениями s_z=s₁, s_y=s₂ и s_x=s₃, причем s_x=s_y=s₂=s₃, Па.

Способ определения перемещения поверхности полупространства использовал Н.Н. Иванов при выводе формулы для расчета общего модуля упругости двухслойной системы. Решение Н.Н. Иванова называют методом Союздорнии, который использовался в первой инструкции по расчету дорожных одежд нежесткого типа ВСН 46-60.

В последнее время способ расчета смещения поверхности однородного или слоистого полупространства, записанный в виде интегрального выражения (1), применен специалистами дорожной отрасли для расчета осадки, обусловленной воздействием кратковременной динамической нагрузки. Такое решение дано Hirakawa D. и соавторами [16]. В этой работе осадка полупространства в общем виде определяется по формуле[16, с. 315]:

$$U_{z} = \int_{z=0}^{\infty} \varepsilon_{z}(t, z) dz, \qquad (2)$$

где t – продолжительность действия нагрузки, с.

Авторы решения (2) провели испытания основания динамической нагрузкой и, анализируя экспериментальные данные, пришли к выводу, что различных глубинах пиковые деформации имеют сдвижку по времени, учет которой можно выполнить корректировкой подынтегральной функции в уравнении (2). После такой корректировки формула (2) примет вид:

$$U_{z} = \int_{z=0}^{\infty} \varepsilon_{z} \left(t - \frac{z}{\vartheta_{p}}, z \right) dz , \qquad (3)$$

где J_p – скорость распространения волны в материале основания, например, грунте земляного полотна, м/с.

Работа [16] вышла в свет на японском языке, что может составлять затруднения при переводе, но материалы этой работы описываются другими специалистами в англоязычных публикациях [17, 18].

Принцип определения осадки полупространства интегрированием зависимости изменения вертикальной деформации по глубине можно использовать при расчете необратимой деформации, накапливаемой материалом полупростраства при воздействии повторной нагрузки. В этом случае имеем:

$$U_{z} = \int_{z=0}^{\infty} \varepsilon_{z} (N, z) dz, \qquad (4)$$

где N – число приложенных нагрузок.

Второй подход состоит в том, что глубина колеи определяется по деформации одного из слоев дорожной одежды или грунта земляного полотна [12, 19, 20]. Причем указания [12] позволяют вычислить ошибки прогнозирования глубины колеи по каждому из конструктивных элементов: асфальтобетонным слоям, слоям из зернистых материалов, земляному полотну.

мул, предназначенных для расчета остаточ-

ных деформаций, накапливаемых различными

В решениях, отнесенных нами к первому подходу, большое значение для точности расчета приобретает подынтегральная функция остаточной деформации по глубине. Эта функция должна учитывать ряд факторов, раскрытие которых является целью настоящей работы. Для решений второго подхода важны экспериментальные данные об остаточных деформациях материалов и грунтов [21, 22]. Такие экспериментальные данные можно представить эмпирическими формулами, определяющими остаточную деформацию от числа нагрузок, величины главных напряжений, параметров материалов и других факторов. Поэтому независимо от выбранного подхода инженер сталкивается с необходимостью численного моделирования остаточных деформаций материалов, грунтов и асфальтобетонов. Учитывая существенные различия в механике асфальтобетона и зернистой среды, авторы сконцентрируют усилия на разработке модели необратимого деформирования грунта, зернистого материала и песков, укрепленных органическим вяжущим.

МАТЕРИАЛЫ И МЕТОДЫ

Анализируя модели накапливания деформаций зернистыми материалами специалисты [23, 24] приходят к выводу, что такие решения можно разделить на аналитические и эмпирические. Эмпирические модели накапливания деформации являются сложной функцией многих факторов. Одним из факторов является количество нагрузок, которое учитывается вводом отдельного множителя в виде функции числа нагрузок *N*. Функции числа нагрузок могут быть логарифмическими, степенными, экспоненциальными и комбинированными. включающими две и более функции [25-29]. В общем виде функциональную зависимость, накапливаемой остаточной деформации е, от числа нагрузок N. Можно представить формулой:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_n \cdot f(N, \sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, a, b, c, d), \tag{5}$$

где е_n – остаточная деформация материала, накапливаемая за n приложений нагрузки, причем *n*<*N* и обычно варьируется в диапазоне *n*=1...10³; *a*, *b*, *c*, *d* – параметры модели, зависящие от величины главных напряжений, времени воздействия нагрузки, продолжительности периода отдыха между приложениями нагрузки, значений характеристик физических свойств материала.

В настоящее время известно много фор-

материалами [25-36, 38, 39]. Эти зависимости получены эмпирическим путем и соответствуют принципам, показанным в обобщенном выражении (5). По нашему мнению недостатком такого подхода является невозможность учета на величину накапливаемой деформации продолжительности действия кратковременной нагрузки. Различия в продолжительности действия нагрузки на элементы дорожной конструкции можно объяснить различными скоростями движения. Чем быстрее перемещается нагрузка, тем меньше продолжительность ее воздействия. С уменьшением времени действия нагрузки уменьшается величина отрелаксировавшего напряжения, вследствие чего значение вязкой составляющей остаточной деформации тоже уменьшается. Вместе с тем увеличение скорости нагрузки приводит к возрастанию динамического коэффициента, в результате чего возрастает деформация дорожной одежды. Из этого следует, что влияние скорости движения на НДС дорожной одежды и земляное полотно неоднозначно. Поэтому учет скорости движения в расчетах остаточной деформации важен. Значит в формуле (5) остаточную деформацию материала е целесообразно представить суммой двух составляющих мгновенной е_{insn} и вязкой е_{viscn}. Такой подход соответствует общему принципу реологии грунтов и материалов, в котором упругопластическая деформация определяется четырьмя составляющими мгновенными упругой и остаточной деформациями, а так же упруговязкой и вязкопластической деформации. В этом случае обратимая деформация находится суммой мгновенной упругой и упруговязкой составляющих деформации, а остаточная - мгновенной остаточной и вязкопластической составляющих деформации. Мгновенные составляющие упруго-пластической деформации не зависят от продолжительности действия нагрузки. Это значит, что мгновенная остаточная деформация является функцией напряжений, параметров материала и числа расчетных нагрузок. Вязкие деформации зависят от времени действия нагрузки, чем продолжительнее действие нагрузки, тем больше вязкая составляющая упругопластической деформации. Кроме того, чем дольше время воздействия нагрузки, тем большая величина напряжения релаксирует, и тем больше величина вязкопластической деформации. Такое утверждение вытекает из анализа деформирования реологических тел Максвелла,

Шведова и др. в этом случае интегральное уравнение (4) примет вид:

$$U_{z} = \int_{z=0}^{\infty} [\varepsilon_{insn}(N, \sigma_{1}, \sigma_{2}, \sigma_{3}, a, b, c, d) + \varepsilon_{viscn}(N, t, \sigma_{1}, \sigma_{2}, \sigma_{3}, a, b, c, d)] dz.$$
(6)

Отметим, что учет вязкопластической составляющей остаточной деформации наиболее целесообразен при вычислении остаточных деформаций грунтов и материалов обработанных органическим вяжущим. Зернистые материалы менее чувствительны к вязкопластической деформации при однократном приложении нагрузки, но, как показывают данные экспериментов, при превышении напряжением предела упругой, и тем более пластической приспособляемости щебня, гравия и т.п. вязкопластическая деформация вносит существенный вклад в накопленную остаточную деформацию. Тем не менее, именно выделение двух составляющих остаточной деформации позволяют сформулировать общий подход к решению этой задачи.

В публикации [37] нами предложено для прогнозирования остаточных деформаций материалов и грунтов применять уравнения наследственных теорий. Суть этого предложения состоит в интегрировании функции приращения деформации D_e по числу нагрузок *dn*, которое варьируется в пределах от 1 до *N*. Приращение остаточной деформации D_e состоит из двух составляющий мгновенной D_e_{insn} и вязкой D_e_{vicn}. В таблице 1 приведены функции приращения составляющих деформации и интегральные уравнения.

Таблица 1 Функции приращения остаточной деформации и интегральные уравнения

Table 1

Functions of increasing residual deformation and integral equations

Функция приращени	я составляющих деформации	Интегральное уравнение для расчета остаточной деформации			
мгновенная остаточная деформация	$\Delta \varepsilon_{insn} = a \cdot n^{-1}$	$s = (s + s) \cdot \begin{bmatrix} 1 + a \cdot \begin{bmatrix} n \\ n^{-1} dn \end{bmatrix}$			
вязкая остаточная деформация	$\Delta \varepsilon_{viscn} = a \cdot n^{-1}$	$c_N = (c_{insn} + c_{viscn}) + \begin{bmatrix} 1 + a + \int n + an \\ 1 \end{bmatrix}$			
мгновенная остаточная деформация	$\Delta \varepsilon_{insn} = b \cdot n^c$	$s = (s + s) \cdot \begin{bmatrix} 1 + b \cdot \int u^{c} du \end{bmatrix}$			
вязкая остаточная деформация	$\Delta \varepsilon_{viscn} = b \cdot n^c$	$\begin{bmatrix} \varepsilon_N - (\varepsilon_{insn} + \varepsilon_{viscn}) \cdot \begin{bmatrix} 1 + D \cdot \int n & un \\ 1 \end{bmatrix}$			

Отметим, что функции приращений мгновенных и вязких составляющих остаточной деформации записаны одинаково. Здесь использованы правила алгебры матриц. Согласно первому правилу матрица раскладывается на сумму составляющих. В данном случае интересующая нас компонента тензора остаточных деформаций ε_n разложена на две составляющие и представлена суммой компонент тензора мгновенных остаточных деформаций ε_{insn} и тензора вязкопластических деформаций ε_{vicn} . Согласно второму правилу произведение матрицы на число или функцию определяется произведением каждой компоненты на это число или функцию. Это правило реализовано в интегральных уравнениях. Так же отметим, что величина вязкопластической деформации ε_{vicn} зависит от времени действия нагрузки, хотя в табл. 1 функция времени не приведена.

Взяв интегралы, представленные в таблице 1, получено 4 модели накапливания остаточной деформации в материале и грунте. Эти решения приведены в таблице 2. В первой логарифмической однопараметрической модели и второй степенной двухпараметрической модели принято, что *n*=1, Dε_{insn}=ε_{ins1}, а Dε_{vicn}=ε_{vic1}. Причем мгновенная составляющая от первого приложения нагрузки е_{ins1} является функцией главных напряжений и параметров материала, а вязкопластическая составляющая остаточной деформации от первого приложения нагрузки ε_{vic1} еще является и функцией времени. Таким образом, в этих моделях предполагается, что накапливаемая деформация связана с суммой составляющих остаточной деформации, испытываемой материалом от первого приложения нагрузки *n*=1.

Таблица 2

Аналитические формулы для расчета остаточной деформации

Table 2

	Analytical forms for calculation of residual deformation
Наименование модели	Формула
1. Логарифмическая однопараметрическая	$\varepsilon_{N} = (\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}) \cdot [1 + a \cdot \ln N]$
2. Степенная двухпараметрическая	$\varepsilon_{N} = (\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}) \cdot \left[1 + b \cdot \frac{N^{c+1} - 1}{c+1}\right]$
3. Логарифмическая двухпараметрическая	$\varepsilon_{N} = (\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}) \cdot \left[1 + d \cdot (\ln n)\right] \cdot \left[1 + a \cdot \left(\ln \frac{N}{n}\right)\right]$
4. Степенная трехпараметрическая	$\varepsilon_{N} = (\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}) \cdot \left[1 + d \cdot (\ln n)\right] \cdot \left[1 + b \cdot \frac{N^{c+1} - n^{c+1}}{c+1}\right]$
где <i>n</i> – число нагрузок, при приложении коррелирует с деформацией от однократног $\varepsilon_{insn} + \varepsilon_{viscn} = (\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}) \cdot [1 + d \cdot (\ln r)]$	и которых, накопленная остаточная деформация \mathcal{E}_N , го приложения нагрузки по логарифмической зависимости <i>1</i>] (число нагрузок <i>п</i> принимается в пределах <i>n</i> =100200);

Третья и четвертая формулы в таблице 2 получены тем, что после интегрирования второй зависимости таблицы 1, в ней положена связь составляющих остаточной деформации $\boldsymbol{\epsilon}_{\textit{insn}}$ и $\boldsymbol{\epsilon}_{\textit{viscn}}$ с соответствующими составляющими, возникающими от первого приложения нагрузки ϵ_{ins1} и $\epsilon_{\mathit{visc1}}$. Такая связь описана логарифмической зависимостью представленной в примечании к таблице 2. В этих формулах вязкопластическая составляющая от первого приложения нагрузки так же является функцией времени, главных напряжений и параметров материала. Благодаря такому приему во всех формулах таблицы 2, накапливаемая остаточная деформация ε_N связана с суммой составляющих деформации от первого приложения нагрузки ($\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}$).

Поясняя преимущества аналитических моделей табл. 2 отметим, что представление деформации от первого приложения нагрузки двумя составляющими мгновенной и вязкой позволяет учитывать влияние продолжительности действия нагрузки на величину вязкопластической деформации от первого приложения нагрузки и величину накопленной вязкопластической деформации. В этом случае мгновенная составляющая не зависит от времени воздействия нагрузки, она определяется величиной главных напряжений и параметров материала. Вязкая составляющая связана как с величиной главных напряжений и параметрами материала, так и с продолжительностью действия нагрузки. Для вычисления вязкой составляющей остаточной деформации необходимо найти функцию времени, позволяющую рассчитывать эту деформацию с приемлемой точностью. Обратим внимание, что продолжительность воздействия транспортных нагрузок зависит от скорости движения. Поэтому решения таблицы 2 позволяют учитывать различие в скорости движения транспортных средств.

Зависимости таблицы 2 можно использовать в решении задачи об осадке слоя дорожной одежды из зернистого материала. Для вычисления осадки слоя по оси симметрии нагрузки достаточно проинтегрировать одно из выражений таблицы 2 по глубине этого слоя в пределах от *Z*=0 (поверхность слоя) до *Z*=-*h* (нижняя граница слоя). Смещение поверхности покрытия дорожной одежды можно определить суммой осадок всех слоев, включая грунт земляного полотна.

Однако для реализации этого подхода необходимо определить параметры моделей таблицы 2 (*a*, *b*, *c* and *d*) и раскрыть их зависимость от величины главных напряжений и показателей физических свойств материала. Для этого нужно анализировать данные испытаний материалов по трехосному сжатию однократной и повторной нагрузкой. Такие испытания выполняют при помощи измерительно-вычислительных комплексов [30–36].

При выполнении трехосных испытаний с помощью измерительно-вычислительных комплексов, образцы цилиндрической формы помещают в прибор трехосного сжатия и испытывают приложением повторных нагрузок с одинаковыми главными напряжениями. Число приложений повторных нагрузок составлять 10⁶ и более. Методики изготовления образцов и их испытаний подробно описаны в исследовательских работах [32-36, 38, 39]. Образцы из зернистых материалов требуемой влажности уплотняют при помоши виброуплотнителей или трамбования. Для этого материал помещают в сборно-разъемную цилиндрическую форму, в которой закреплена специальная резиновая (латексная) оболочка. После уплотнения цилиндрический образец в оболочке размещается в камере трехосного сжатия динамического прибора. Далее задается программа испытаний, в соответствии с которой производится приложение циклических нагрузок с измерением упругопластических и обратимых деформаций. Остаточные деформации вычисляются по разности соответствующих числу приложения нагрузки упругопластической и обратимой деформаций. В работах [30-39] приведены показатели физико-механических свойств и гранулометрического со-

става всех испытанных материалов. Анализ этих параметров показывает, что материалы соответствуют требованиях стандартов РФ. Это позволяет использовать данные таких испытаний для определения параметров моделей, представленных в таблице 2, и их дальнейшего применения в расчетах деформаций дорожных конструкций России. Для этого нами разработана методика обработки данных эксперимента. В первую очередь необходимо выполнить подбор эмпирической формулы, которая является аналогом одной из зависимостей таблицы 2. Так как в формулы таблицы 2 представляет собой логарифмические и степенные модели, то для подбора эмпирических формул достаточно воспользоваться линеаризацией с вычислением постоянных коэффициентов методом наименьших квадратов. Этот метод является стандартным, а для вычисления параметров математической модели используют формулы таблицы 3.

Таблица 3

Формулы для расчета коэффициентов функций

Table 3

Formulas for the function factors' calculation

МодельФормула для вычисления параметров моделиЛогарифмическая
$$y = A \cdot \ln x + B$$
 $A = \frac{m \cdot \sum_{i=1}^{m} y_i \cdot \ln x_i - \sum_{i=1}^{m} \ln x_i \cdot \sum_{i=1}^{m} y_i}{m \cdot \sum_{i=1}^{m} (\ln x_i)^2 - (\sum_{i=1}^{m} \ln x_i)^2}; B = \frac{1}{m} \cdot (\sum_{i=1}^{m} y_i - A \cdot \sum_{i=1}^{m} \ln x_i)$ Степенная
 $y = C \cdot x^D$ $D = \frac{m \cdot \sum_{i=1}^{m} \ln x_i \cdot \ln y_i - \sum_{i=1}^{m} \ln x_i \cdot \sum_{i=1}^{m} \ln y_i}{m \cdot \sum_{i=1}^{m} (\ln x_i)^2 - (\sum_{i=1}^{m} \ln x_i)^2}; C = \exp\left(\frac{1}{m} \cdot \left(\sum_{i=1}^{m} \ln y_i - D \cdot \sum_{i=1}^{m} \ln x_i\right)\right)$ Примечание: Величина т представляет собой число узлов, по которым выполняется подбор эмпирической формулы,

то есть т количество пар значений у, и х, измеренных при эксперименте.

При подборе эмпирических формул, соответствующих модели №1 (таблицы 2) в качестве зависимой *у* и независимой *х* переменной нужно принять:

$$y_i = \frac{\varepsilon_{Ni}}{\varepsilon_{insl} + \varepsilon_{viscl}}; \qquad x_i = N_i.$$
(7)

Сопоставляя модель №1 таблицы 2 с логарифмической зависимостью таблицы 3 несложно убедиться, что:

$$a = \frac{m \cdot \sum_{i=1}^{m} \frac{\varepsilon_{N_i}}{\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}} \cdot \ln N_i - \sum_{i=1}^{m} \ln N_i \cdot \sum_{i=1}^{m} \frac{\varepsilon_{N_i}}{\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}}}{m \cdot \sum_{i=1}^{m} (\ln N_i)^2 - (\sum_{i=1}^{m} \ln N_i)^2}; \quad b = 1.$$
(8)

464

Формулы (8) позволяют рассчитать параметры однопараметрической логарифмической модели. Сравнивая уравнение двухпараметрической степенной модели (модель №2 таблицы 2) со степенной функцией, представленной в таблице 3., несложно заметить, что эти зависимости отличаются. Тем не менее, модель № 2 таблицы 2 можно привести к виду:

$$\frac{\varepsilon_N}{\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}} - 1 = \frac{b}{c+1} \cdot \left(N^{c+1} - 1\right). \tag{9}$$

Из анализа (9) следует, что зависимая и независимая переменные степенной модели таблицы 2 определяются по формулам:

$$y = \frac{\varepsilon_N}{\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}} - 1; \qquad x = N.$$
(10)

Рассматривая второй множитель модели (9), заключенный в скобки, укажем, что:

$$N^{c+1} >> 1$$
. (11)

Вследствие чего можно положить:

$$C \cdot x^{D} = \frac{b}{c+1} \cdot N^{c+1}.$$
 (12)

Из зависимости (12) следует, что:

$$c = D - 1; \quad b = C \cdot (c + 1) = C \cdot D.$$
 (13)

При определении параметров моделей №3 и №4 таблицы 2 вначале находят параметр *d*. Для этого анализируют данные о накапливании пластической деформации от числа нагрузок изменяющихся в диапазоне от 1 до *n*. Предельное число нагрузок *n* обычно составляет *n*=100...200. Независимыми переменными являются:

$$y = \frac{\varepsilon_n}{\varepsilon_{ins1} + \varepsilon_{visc1}}; \qquad x = n.$$
(14)

Расчет параметров модели аналогичен вычислениям по формулам (8). На втором этапе определяют значения коэффициента *а* логарифмической двухпараметрической модели № 3 таблицы 2 или параметров *b* и *с* степенной трехпараметрической модели. Теснота связи определяется методами математической статистики, путем вычисления коэффициентов корреляции, детерминации и т.п. В результате подбирается модель, которая наилучшим образом описывает экспериментальные данные.

Таким образом, используя методы подбора эмпирических формул, описывающих данные эксперимента, определяются параметры аналитических решений, представленных в таблице 2.

РЕЗУЛЬТАТЫ

В настоящее время известно большое количество работ, целью которых являлось экспериментальное исследование накапливания остаточных деформаций в зернистых материалах при воздействии повторной нагрузки, создающей в материале трехосное сжатие. В работе [39] нами проанализированы данные испытаний R.D. Barksdale [33] и S.Werkmeister [34]. В результате установлено, что величина накапливаемой деформации зависит не только от числа приложения нагрузок, но и от величины девиатора напряжений s_d= $\sigma_1 - \sigma_3$ и значения удерживающего напряжения σ_3 . Для более наглядной иллюстрации влияния уровня напряженного состояния в работе [36] предложен коэффициент k_{σ} , определяемый отношением девиатора к удерживающему напряжению, то есть:

$$k_{\sigma} = \frac{\sigma_d}{\sigma_3} = (\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_3.$$
 (15)

Поэтому определение параметров моделей, представленных в таблице 2 выполнено в зависимости от уровня напряженного состояния, характеризуемого коэффициентом k_{σ} , определяемым по зависимости (15). Анализ данных испытаний перка, укрепленного битумом [38], позволил определить параметры степенной трехпараметрической модели. Параметры модели приведены в таблице 4.

Таблица 4

Гаолица 4 Параметры трехпараметрической степенной модели, накапливания остаточной деформации песком, обработанным битумом (содержание битума 8,5 %)

Table 4

Parameters of the three parametric power grade mod el, the accumulation of residual deformation by sand (8,5% bitumen content)

Параметры нагрузки		Параметры модели при удерживающем напряжении								
		σ ₃ ⊴41,4 кПа			σ ₃ =138 кПа			σ ₃ ≥276 кПа		
k_{σ}	n	d	b	С	d	b	с	d	В	с
≤0,15	100	_	_	_	_	_	_	_	0,08	-0,79
0,33	100	-	_	_	_	0,08	-0,79	_	_	_
0,5	100	-	—	-	—	-	-	—	0,074	-0,86
1	100	-	0,06	-0,90	-	0,059	-0,91	-	0,06	-0,91
2	100	_	_	_	_	0,04	-0,95	_	_	_
≥3,33	100	_	0,04	-0,95	_	_	-	_	_	_

В таблице 5 приведены параметры степенной трехпараметрической модели накапливания деформации щебеночно-песчаной смесью. Эти параметры установлены на основе анализа экспериментальных данных работы [34].

Таблица 5

Параметры трехпараметрической степени модели, накапливания остаточной деформации щебеночно-песчаной смемью

Параметры нагрузки		Параметры модели при удерживающем напряжении								
		σ ₃ ≤40 kPa			σ ₃ =70 kPa			σ₃≥210 kPa		
k_{σ}	n	d	b	С	d	b	с	d	b	с
≤0,5	100	1,734	-	-	0,895	-	-	0,378	0,073	-0,84
1	100	1,566	0,072	-0,83	0,883	0,085	-0,82	0,611	0,071	-0,87
1,5	100	1,397	-	-	0,871	0,071	-0,81	0,770	0,074	-0,74
2	100	1,229	0,065	-0,87	0,920	0,060	-0,92	0,644	0,056	-0,73
3	100	0,682	0,079	-0,70	0,887	0,071	-0,86	0,611	-	-
4	100	2,457	0,072	-0,66	2,295	0,079	-0,81	2,019	_	-
≥5	100	2,213	_	_	2,050	0,046	-0,51	1,774	_	_

Table 5 Parameters of the three parametric power grade model, the accumulation of residual deformation of the bracket-sandy mixture

Подобные параметры нами получены для большого спектра материалов, они приведены в работах [37]. Применяя эти параметры и модели (таблицы 2) можно вычислять деформации, накапливаемые практически любым зернистым материалом, применяемым в дорожном строительстве. Кроме того, установлены параметры моделей, позволяющих рассчитывать деформации накапливаемые материалами, укрепленными вяжущим.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Из анализа, полученных нами результатов, можно сделать выводы:

1. Применением интегральных уравнений наследственных теорий получены новые решения задачи о накапливании остаточной деформации. Особенностью этих решений является представление деформации от первого приложения нагрузки суммой двух составляющих. Первая составляющая представляет собой мгновенную остаточную деформацию, она не зависит от продолжительности действия нагрузки. Вторая составляющая является вязкой, она определяется функцией времени, в которой продолжительность действия нагрузки учитывается скоростью движения. Обе составляющие деформации являются функциями числа приложенных нагрузок, величины напряжений и параметров материала

2. Анализ результатов трехосных испытаний различных материалов повторной трехосной нагрузкой, выполненных нашими коллегами, позволил нам определить параметры созданных моделей. Причем эти параметры зависят от величины напряжений, которая учитывается коэффициентом уровня напряженного состояния. Этот коэффициент определяется отношением девиатора напряжений к минимальному главному напряжению, которое в условиях трехосного сжатия является удерживающим напряжением, стесняющим вертикальную деформацию.

3. Задачей дальнейших исследований является обоснование функции времени, применяемой при расчете вязкой составляющей деформации от первого приложения нагрузки.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Nguyen T.D., Le L.X. (2016). Research of asphalt pavement rutting on national roads in Vietnam. Electronic resource: access mode [https://www.researchgate.net/ publication/307373551]. Data 30.07.2019.

2. NRC CNRC. *Rut Mitigation Techniques at Intersections*. Road and Sidewalks, Federation of Canadian Municipalities and National Research Council, Canada. 48 p. (2003).

3. Larry Santucci. Rut resistant asphalt pavements. Electronic resource: access mode [https://ru.scribd.com/document/36152416]. Data 30.07.2019.

4. Dawson A., et al. Design of low-volume pavements against rutting – a simplified approach. Transportation Research Board Low Volume Roads Conference 2007.

5. Dawson A., Kolisoja, P., Vuorimies, N. Understanding Low-Volume Pavement Response to Heavy Traffic Loading. 2008. 46 p.

6. Brito L.A.T. Design methods for low volume roads. PhD Thesis. The University of Nottingham. Department of civil engineering. 2011. 223 p.

7. Rodezno M.C., Kaloush K. Implementation of asphalt-rubber mixes into the mechanistic empirical pavement design guide. Road Materials and Pavement Design 12(2), 423–439 (2011).

Том 16, № 4. 2019. Сквозной номер выпуска – 68 Vol. 16, no. 4. 2019. Continuous issue – 68

8. Martinez Díaz M., Pérez I. Mechanisticempirical pavement design guide: features and distinctive elements. Revista de la Construcción 14(1), 32–40 (2015).

9. Герцог В.Н., Долгих Г.В., Кузин В.Н. Расчет дорожных одежд по критериям ровности. Часть 1. Обоснование норм ровности асфальтобетонных покрытий // Инженерно-строительный журнал. 2015. №5 (57). С. 45-57.

10. Li Q., Xiao D.X., Wang K.C.P. et al. Mechanistic-empirical pavement design guide (MEPDG): a bird's-eye view. Journal of Modern Transportation 19(2), 114–133 (2011).

11. Guo X., Timm D.H. Automating Mechanistic-Empirical Pavement Design Calibration Studies. The Roles of Accelerated Pavement Testing in Pavement Sustainability, 309–319 (2016).

12. AASHTO. (2008). Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, Interim Edition: A Manual of Practice. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. 216 p.

13. Bowles J.E. Foundation analysis and design 5th edition. Singapore: The McGraw-Hill Companies, Inc., 1207 p. (1997).

14. Kezdi A., Rethati L. *Soil Mechanics* of *Earthworks, Foundations and Highway Engineering*, Handbook of Soil Mechanics, Elsevier, Volume 3. 361 p. (1988).

15. Pantelidis L. Determination of soil strength characteristics performing the plate bearing test. In processing 3rd International Conference "Modern Technologies in Highway Engineering" Poznań, 8–9 September, 497-506, 2005.

16. Hirakawa D. et al. Relationship between sand ground stiffness values from FWD and from plate loading tests, Japanese Geotechnical Journal , Vol. 3, No.4, 307-320 (2008) (in Japanese).

17. Bamrungwong C. et al. Development Of A Falling weight deflectometer (FWD) for evaluating the pavement conditions. *ATRANS Research Report 2008.* Bangkok, Thailand, 147 p. (2009).

18. Kongkitkul W. et al. Evaluation of staticequivalent stiffness by a simple falling weight deflectometer ATRANS Research Volume 2, Issue 1, 14 p. (2010).

19. Su. K., Sun L.J., Hachiya Y. Rut Prediction for Semi-rigid Asphalt Pavements. First International Symposium on Transportation and Development Innovative Best Practices. Beijing, 486-491 (2008). 20. Moghaddam T.B., Karim M.R., Abdelaziz M. A review on fatigue and rutting performance of asphalt mixes. Scientific Research and Essays 6(4), 670–682 (2011).

21. Alnedawi A., Nepal K.P., Al-Ameri R. Effect of vertical stress rest period on deformation behaviour of unbound granular materials: Experimental and numerical investigations. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2018.

22. Alnedawi A., Nepal K.P., Al-Ameri R. Permanent deformation prediction model of unbound granular materials for flexible pavement design. Transportation Infrastructure Geotechnology, 1–17 (2018).

23. Ling X.et. al. Permanent Deformation Characteristics of Coarse Grained Subgrade Soils under Train-Induced Repeated Load. Advances in Materials Science and Engineering, Volume 2017, Article ID 241479, 15 p.

24. Hornych P., A. El Abd, Selection and evaluation of models for prediction of permanent deformations of unbound granular materials in road pavements. Work Package, 5 (2004).

25. Margan N.A. et al. Deformational properties of unbound granular pavement materials. Processing 3rd International Conference on Road and Rail Infrastructure– Cetra. 649–656 (2014).

26. Niemunis A., Wichtmann T. Separation of time scale in the HCA model for sand. Acta Geophysica, 62(5), 1127-1145 (2014).

27. Rahman M.S., Erlingsson S. Predicting permanent deformation behaviour of unbound granular materials. International Journal of Pavement Engineering 16(7), 587–601 (2015).

28. Salour F.,Erlingsson S. Characterisation of Permanent Deformation of Silty Sand Subgrades from Multistage RLT Tests. Procedia Engineering (143), 300–307 (2016).

29. Salour F., Erlingsson S. Permanent deformation characteristics of silty sand subgrades from multistage RLT tests. International Journal of Pavement Engineering 18(3), 236–246 (2017).

30. Zainorabidin A., Agustina D.H. Effect of moisture content of cohesive subgrade soil. MATEC Web of Conferences (195), Article Number 03010, 1-7 (2018).

31. Jitsangiam P., et. al. A new mechanistic framework for evaluation of cyclic behaviour of unsaturated unbound granular materials. International Journal of GEOMATE 13(39), 111–123 (2017).

32. Pratibha R., Sivakumar Babu, G.L., Madhavi Latha, G. Stress–Strain Response of Unbound Granular Materials Under Static and Cyclic Loading. Indian Geotech J. 45(4), 449–457 (2015).

33. Barksdale R.D. Laboratory Evaluation of Rutting in Base course Materials. Proceedings of the 3-rd International Conference on Asphalt Pavements. London, 161–174 (1972).

34. Werkmeister S. Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions. Ph.D. thesis, University of Technology, Dresden, Germany. 2003, 189 p.

35. Austin A. Fundamental characterization of unbound base course materials under cyclic loading. MScE Thesis. Louisiana Tech. University, Louisiana, USA. 2009, 95 p.

36. Ashtiani R.S. Anisotropic characterization and performance prediction of chemically and hydraulically bounded pavement foundations. Ph.D. thesis, Texas A&M University, Texas, USA. 2009, 353 p.

37. Александров А.С. Пластическое деформирование гранодиоритового щебня и песчано-гравийной смеси при воздействии трехосной циклической нагрузки / А.С. Александров // Инженерно-строительный журнал. 2013. №4. С. 22 – 34.

38. Anochie-Boatehg J. Advanced testing and characterization of transportation soils and bituminous sands. Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, USA, 2007.

39. Boyce, J.R. The Behavior of a Granular Material under Repeated Load, Ph.D. Thesis, University of Nottingham, 1976.

REFERENCES

1. Nguyen T.D., Le L.X. (2016). Research of asphalt pavement rutting on national roads in Vietnam. Electronic resource: access mode [https:// www.researchgate.net/publication/307373551]. Data 30.07.2019.

2. NRC CNRC. Rut Mitigation Techniques at Intersections. *Road and Sidewalks, Federation of Canadian Municipalities and National Research Council*, Canada. 2003: 48.

3. Larry Santucci. *Rut resistant asphalt pavements*. Electronic resource: access mode [https://ru.scribd.com/document/36152416]. Data 30.07.2019.

4. Dawson A., et al. Design of low-volume pavements against rutting – a simplified approach. *Transportation Research Board Low Volume Roads Conference*. 2007.

5. Dawson A., Kolisoja, P., Vuorimies, N. Understanding Low-Volume Pavement Response to Heavy Traffic Loading. 2008: 46.

6. Brito L.A.T. Design methods for low vol-

ume roads. PhD Thesis. The University of Nottingham. Department of civil engineering. 2011: 223.

7. Rodezno M.C., Kaloush K. Implementation of asphalt-rubber mixes into the mechanistic empirical pavement design guide. *Road Materials and Pavement Design*. 2011; 12(2): 423–439.

8. Martinez Díaz M., Pérez I. Mechanistic-empirical pavement design guide: features and distinctive elements. *Revista de la Construcción*. 2015; 14(1): 32–40.

9. Gercog V.N., Dolgikh G.V., Kuzin N.V. Calculation criteria for road pavement evenness. Part 1. Substantiating the flatness standards of asphalt pavement. *Magazine of Civil Engineering.* 2015; 5(57): 45–57 (in Russian).

10. Li Q., Xiao D.X., Wang K.C.P. et al. Mechanistic-empirical pavement design guide (MEPDG): a bird's-eye view. *Journal of Modern Transportation*. 2011; 19(2): 114–133.

11. Guo X., Timm D.H. Automating Mechanistic-Empirical Pavement Design Calibration Studies. *The Roles of Accelerated Pavement Testing in Pavement Sustainability*. 2016: 309– 319.

12. AASHTO. Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, Interim Edition: A Manual of Practice. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. 2008: 216.

13. Bowles J.E. Foundation analysis and design 5th edition. Singapore: The McGraw-Hill Companies, Inc., 1997; 1207.

14. Kezdi A., Rethati L. Soil Mechanics of *Earthworks, Foundations and Highway Engineering*, Handbook of Soil Mechanics, Elsevier, Volume 3. 1988: 361.

15. Pantelidis L. Determination of soil strength characteristics performing the plate bearing test. In processing 3rd International *Conference "Modern Technologies in Highway Engineering*" Poznań, 8–9 September. 2005: 497-506.

16. Hirakawa D. et al. Relationship between sand ground stiffness values from FWD and from plate loading tests, *Japanese Geotechnical Journal*. 2008; Vol. 3, No.4: 307-320. (in Japanese).

17. Bamrungwong C. et al. Development Of A Falling weight deflectometer (FWD) for evaluating the pavement conditions. *ATRANS Research Report 2008.* Bangkok, Thailand, 147 p. (2009).

18. Kongkitkul W. et al. Evaluation of static-equivalent stiffness by a simple falling weight deflectometer *ATRANS Research*. 2010; Volume 2, Issue 1: 14 p.

19. Su. K., Sun L.J., Hachiya Y. Rut Prediction for Semi-rigid Asphalt Pavements. First International Symposium on Transportation and Development Innovative Best Practices. Beijing. 2008: 486-491.

20. Moghaddam T.B., Karim M.R., Abdelaziz M. A review on fatigue and rutting performance of asphalt mixes. *Scientific Research and Essays.* 2011; 6(4): 670–682.

21. Alnedawi A., Nepal K.P., Al-Ameri R. Effect of vertical stress rest period on deformation behaviour of unbound granular materials: Experimental and numerical investigations. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2018.

22. Alnedawi A., Nepal K.P., Al-Ameri R. Permanent deformation prediction model of unbound granular materials for flexible pavement design. *Transportation Infrastructure Geotechnology*. 2018: 1–17.

23. Ling X.et. al. Permanent Deformation Characteristics of Coarse Grained Subgrade Soils under Train-Induced Repeated Load. *Advances in Materials Science and Engineering*. Volume 2017, Article ID 6241479, 15 p.

24. Hornych P., A. El Abd, Selection and evaluation of models for prediction of permanent deformations of unbound granular materials in road pavements. Work Package.2004: 5.

25. Margan N.A. et al. Deformational properties of unbound granular pavement materials. *Processing 3rd International Conference on Road and Rail Infrastructure–Cetra*. 2014: 649–656.

26. Niemunis A., Wichtmann T. Separation of time scale in the HCA model for sand. Acta Geophysica. 2014; 62(5): 1127–1145.

27. Rahman M.S., Erlingsson S. Predicting permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *International Journal of Pavement Engineering*. 2015; 16(7): 587–601.

28. Salour F.,Erlingsson S. Characterisation of Permanent Deformation of Silty Sand Subgrades from Multistage RLT Tests. Procedia Engineering (143). 2016: 300–307.

29. Salour F., Erlingsson S. Permanent deformation characteristics of silty sand subgrades from multistage RLT tests. *International Journal of Pavement Engineering*. 2017; 18(3): 236–246.

30. Zainorabidin A., Agustina D.H. Effect of moisture content of cohesive subgrade soil. *MATEC Web of Conferences* (195), Article Number 03010, 1–7 (2018).

31. Jitsangiam P., et. al. A new mechanistic framework for evaluation of cyclic behaviour of unsaturated unbound granular materials. *International Journal of GEOMATE* . 2017; 13(39): 111–123.

32. Pratibha R., Sivakumar Babu, G.L., Madhavi Latha, G. Stress–Strain Response of Unbound Granular Materials Under Static and Cyclic Loading. Indian Geotech J. 2015; 45(4): 449–457.

33. Barksdale R.D. Laboratory Evaluation of Rutting in Base course Materials. *Proceedings of the 3-rd International Conference on Asphalt Pavements*. London 1972: 161–174.

34. Werkmeister S. *Permanent deformation* behaviour of unbound granular materials in pavement constructions. Ph.D. thesis, University of Technology, Dresden, Germany. 2003: 189.

35. Austin A. Fundamental characterization of unbound base course materials under cyclic *loading*. MScE Thesis. Louisiana Tech. University, Louisiana, USA. 2009: 95.

36. Ashtiani R.S. Anisotropic characterization and performance prediction of chemically and hydraulically bounded pavement foundations. Ph.D. thesis, Texas A&M University, Texas, USA. 2009: 353.

37. Aleksandrov A.S. Plastic deformation granodiorite gravel and sand and gravel when exposed to cyclic loading triaxial. *Magazine of Civil Engineering*. 2013; 4: 22–34 (in Russian).

38. Anochie-Boatehg J. Advanced testing and characterization of transportation soils and bituminous sands. Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, USA, 2007.

39. Boyce, J.R. The Behavior of a Granular Material under Repeated Load, Ph.D. Thesis, University of Nottingham, 1976.

Поступила 23.04.2019, принята к публикации 27.08.2019.

Авторы прочитали и одобрили окончательный вариант рукописи.

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

ИНФОРМАЦИЯ ОБ АВТОРАХ

Александров Анатолий Сергеевич – канд. техн. наук, доц., кафедра «Строительство и эксплуатация дорог», Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ), ОRCID 0000-0003-2009-5361 (644080, г. Омск, пр. Мира, д. 5, е-таіl: aleksandrov00@mail.ru),

Семенова Татьяна Викторовна – канд. техн. наук, доц., кафедра «Строительство и эксплуатация дорог», Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ), ORCID 0000-0002-19218531 (644080, г. Омск, пр. Мира, д. 5, e-mail: stv8@yandex.ru),

Александрова Наталья Павловна — канд. техн. наук, доц., кафедра «Строительство и эксплуатация дорог», Сибирский государственный автомобильно-дорожный университет (СибАДИ), 0000-0002-5534-6338 (644080, г. Омск, пр. Мира, д. 5, е-таіl: nata26.74@mail.ru

INFORMATION ABOUT THE AUTHORS

Anatoliy S. Aleksandrov – Candidate of Technichal Sciences, Associate Professor, Department of Road Construction and Operation, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI), ORCID 0000-0003-2009-5361 (644080, Omsk, 5, Mira Ave., e-mail: aleksandrov00@mail. ru).

Tatiana V. Semenova – Candidate of Technichal Sciences, Associate Professor, Department of Road Construction and Operation, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI), ORCID 0000-0002-1921-8531 (644080, Omsk, 5, Mira Ave., e-mail: stv8@yandex.ru).

Natalya P. Aleksandrova – Candidate of Technichal Sciences, Associate Professor, Department of Road Construction and Operation, Siberian State Automobile and Highway University (SibADI), ORCID 0000-0002-5534-6338 (644080, Omsk, 5, Mira Ave., e-mail: nata26.74@mail.ru).

ВКЛАД СОАВТОРОВ

Александров А.С. – Разработка методики обработки экспериментальных данных, определяющих параметры аналитических решений; анализ экспериментальных данных по трехосному сжатию различных зернистых материалов и определение параметров, полученных степенных и логарифмических функций; формулирование задач дальнейших исследований; написание введения и заключения.

Семенова Т.В. – Анализ моделей расчета остаточных деформаций, накапливаемых зернистыми материалами при воздействии повторных нагрузок; проверка статьи.

Александрова Н.П. – Исследование возможности применения, полученных решений, для расчета смещения поверхности слоев дорожной одежды из зернистых материалов с применением интегрального исчисления для аналитического решения задачи о зависимости остаточной деформации от числа повторных нагрузок, величины главных напряжений.

AUTHORS' CONTRIBUTION

Anatoliy S. Aleksandrov – development of methods for processing experimental data that determine the parameters of analytical solutions; analysis of experimental data on the three-axis compression of various granular materials and determination of the parameters obtained power and logarithmic functions; formulation of further research; writing the introduction and conclusion.

Tatiana V. Semenova – analysis of models for calculating the residual deformation accumulated

by granular materials under the influence of repeated loads; checking of the article.

Natalia P. Aleksandrova – investigation of the possibility of using the obtained solutions to calculate the displacement of the surface of the pavement layers of granular materials using integral calculus for analytical solution of the dependence of the residual deformation on the number of repeated loads, the magnitude of the main stresses.