

Математическое моделирование, численные методы и комплексы программ

Научная статья

Статья в открытом доступе

УДК 334.01; 539.3

doi:10.30987/2658-6436-2022-2-49-60

МОДЕЛИ ПРОЦЕССОВ ДЕГРАДАЦИИ ДОРОЖНОГО ПОЛОТНА

Михаил Иванович Вольников^{1✉}, Владимир Васильевич Смогунов²

¹ Пензенский государственный технологический университет, г. Пенза, Россия

² Пензенский государственный университет, г. Пенза, Россия

¹ vmi1972@yandex.ru, <https://orcid.org/0000-0002-9747-6667>

² pnzgu.tpmg@mail.ru

Аннотация. Рассмотрены вопросы моделирования влияния воздействующих факторов на деградацию дорожного полотна. Постоянные внешние возмущения в виде температурных, динамических и других воздействий приводят к деградации гетероструктур, составляющих дорожное полотно. Для выяснения причин и условий, при которых происходит наиболее интенсивное разрушение дорожного полотна необходимы теоретические и экспериментальные исследования на физических и математических моделях, описывающих гетероструктуры дорог. Целью работы является математическое моделирование влияния воздействующих факторов на деградацию дорожного полотна. Предложены математические модели описания. Представлены оценки влияния основных внешних факторов на возникновение деградации гетероструктуры дорог и рекомендации по учету внешних и внутренних воздействий, вызывающих деградацию дорог. Получены технологические параметры дорожного полотна, при которых не наступает разрушение. Представленные математические модели позволяют адекватно описать картину воздействия внешних и внутренних факторов на дорожное полотно, исследовать динамику происходящих явлений в процессе деградации, установить степень влияния на гетероструктуры дороги характер разрушения.

Ключевые слова: математические модели, разрушение дорог, причины разрушений, деградация дорожного полотна, образование трещин

Для цитирования: Вольников М.И., Смогунов В.В. Модели процессов деградации дорожного полотна // Автоматизация и моделирование в проектировании и управлении. 2022. №2 (16). С. 49-60. doi: 10.30987/2658-6436-2022-2-49-60.

Original article

Open Access Article

MODELS OF ROADWAY DEGRADATION PROCESSES

Mikhail I. Volnikov¹, Vladimir V. Smogunov²

¹ Penza State Technological University, Penza, Russia

² Penza State University, Penza, Russia

¹ vmi1972@yandex.ru, <https://orcid.org/0000-0002-9747-6667>

² pnzgu.tpmg@mail.ru

Abstract. The issues of modelling the impact of influencing factors on the roadway degradation are considered. Constant external disturbances in the form of temperature, dynamic and other influences lead to the degradation of the heterostructures that make up the roadway. To clarify the causes and conditions under which the most intense roadway destruction occurs, theoretical and experimental studies are needed on physical and mathematical models that describe road heterostructures. The aim of the work is mathematical modelling of the impact of influencing factors on the roadway degradation. Mathematical models of description are proposed. Estimating the influence of the main external factors on the occurrence of the road heterostructure degradation and recommendations for taking into consideration external and internal influences that cause road degradation are presented. The article obtains technological

parameters of the roadway, under which destruction does not occur. The presented mathematical models make it possible to adequately describe the impact of external and internal factors on the roadway, to study the dynamics of the occurring phenomena in the degradation process, to establish the degree of influence on the road heterostructures and the destruction nature.

Keywords: mathematical models, road destruction, causes of destruction, degradation of the roadway, cracking

For citation: Volnikov M.I., Smogunov V.V. Models of roadway degradation processes. Automation and modeling in design and management, 2022, no. 2 (16), pp. 49-60. doi: 10.30987/2658-6436-2022-2-49-60.

Введение

Современные автомобильные дороги – это сложные многослойные динамические гетерогенные структуры, состоящие из слоев асфальтобетона, гравия, щебня, песка, последовательно укладываемые на подстилку в виде грунта.

Транспортные средства при своем движении вызывают динамические нагрузки в виде знакопеременных сил, приводящие к колебаниям и распространению поверхностных волн Релея, межслойных волн Лэмба и Лява, а также кромочных волн на краях структуры, что в конечном итоге является одной из причин деградации дорожного полотна [1, 2].

Кроме динамических нагрузок на состояние дорожного полотна действуют множество внешних и внутренних факторов, влияние которых на состояние дорожного полотна нельзя игнорировать. Для учета этих воздействий необходимо использовать описывающие их математические модели, чтобы оценить степень влияния этих факторов.

В связи с вышесказанным, проблема построения математических моделей, позволяющих проводить исследования процессов деградации автомобильных дорог и находить оптимальные условия эксплуатации, не прибегая к натурным испытаниям, является актуальной.

В основу исследований положены причины разрушения дорог, основными из них являются [3, 4]: волновые поля; трещины в асфальте из-за термических напряжений; образование поверхностных трещин из-за расширения воды при замерзании; образование низкотемпературных трещин; сквозные трещины; переупаковка щебня и песка; неверная оценка физического состояния механических свойств грунтов; «ямочные» нарушения дорожного покрытия; множественные трещины и выбоины в дорожном полотне из-за плохой адгезии щебня и песка в подстилающих слоях; низкое качество асфальтобетона и устаревшая технология укладки и уплотнения асфальтобетона.

Моделирование условий, при которых наблюдаются разрушения, а также зависимости напряжений в асфальтобетонном покрытии от разрушающих факторов представляет особый интерес для исследователей при проектировании дорожного полотна. В работе представлены математические модели, на основе которых имеется возможность установить соответствующие закономерности развития деградационного разрушения асфальтобетонного покрытия, а также представлены рекомендации и пути устранения разрушения дорожного полотна.

Модели дорожного полотна

Модель многослойной гетероструктуры. Дорожное полотно представляет собой многослойные вязкоупругие гетероструктуры с неоднородностью слоев, модели которых представлены в [3 – 6]. Из обзора литературы, посвященной моделированию дорожного полотна, чаще всего встречается обобщенная модель [3, 5]. Обобщенная модель дорожного полотна позволяет исследовать вынужденные и собственные колебания многослойных пластин и балок, в том числе на упругом и упругопластическом основаниях. Дифференциальное уравнение модели, где асфальтобетонное покрытие представлено в виде верхней пластины, имеет вид [5]:

$$\ddot{z}_{n-1} \frac{a\rho_1 H_n}{6} + \ddot{z}_n \frac{a}{2} \left(\bar{\rho}h + \frac{\rho_1 H_n}{3} + \frac{\rho_1 H_{n+1}}{3} \right) + z_n \frac{D\pi^4}{2a^3} +$$

$$\begin{aligned}
& + \int_0^a dx \left[\int_0^{H_n} \left(\frac{\sigma_{yy}^n}{H_n} \sin \frac{\pi x}{a} + \sigma_{xy}^n \frac{\pi}{a} \cos \frac{\pi x}{a} \frac{y}{H_n} \right) dy + \right. \\
& \left. + \int_0^{H_{n+1}} \left(-\frac{\sigma_{yy}^{n+1}}{H_{n+1}} \sin \frac{\pi x}{a} + \sigma_{xy}^{n+1} \frac{\pi}{a} \cos \frac{\pi x}{a} \frac{y}{H_{n+1}} \right) dy \right] + \\
& + F \frac{2a}{\pi} \left(\rho h + \frac{\rho_1 H_n}{2} + \frac{\rho_1 H_{n+1}}{2} \right) = 0.
\end{aligned} \tag{1}$$

где a – ширина структуры; n – количество слоев; $\bar{\rho}$, ρ_1 – объемная плотность материала слоев; h , H – толщина слоев пластин и заполнителей соответственно; F – перегрузка; σ – напряжения в слоях; z – вертикальные перемещения в слоях.

Модель позволяет выполнять проведение вычислительных экспериментов с целью определения максимальных значений вертикальных перемещений и напряжений в слоях при воздействии импульсных нагрузок произвольной длительности и интенсивности. Анализ результатов позволяет определить превышение допустимых значений напряжений, приводящих к потере прочности. Таким образом, моделируются условия возникновения дефектов на микроуровне [3].

Двухслойная модель на упругом (вязкоупругом) основании. Асфальтобетонное покрытие может быть представлено моделью в виде плиты на упругом основании, роль которого выполняют подстилающие слои.

Изгибные колебания дорожного покрытия на упругом основании могут быть описаны дифференциальными уравнениями колебаний в виде [7]:

$$D \nabla^2 \nabla^2 w(x, y, t) = p^*(x, y, t) - m_1 \frac{\partial^2 w(x, y, t)}{\partial t^2}, \tag{2}$$

где $\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$; $w(x, y, t)$ – прогибы дорожного покрытия; $m_1 = \frac{M}{S}$ – масса,

приходящаяся на единицу площади поверхности асфальтобетонного покрытия;

$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)}$ – цилиндрическая жесткость асфальтобетонного покрытия $p^*(x, y, t)$ –

внешняя нагрузка, вычисляемая по формуле:

$$p^*(x, y, t) = p(x, y, t) - q(x, y, t),$$

где $p(x, y, t)$ – силы, действующие на поверхность; $q(x, y, t)$ – реакции упругого основания [7].

Считая прогибы дорожного покрытия и упругого основания одинаковыми, колебания упругого основания дороги под нагрузкой описываются уравнением

$$-2t \nabla^2 w(x, y, t) + kw(x, y, t) + m_0 \frac{\partial^2 w(x, y, t)}{\partial t^2} = q(x, y, t), \tag{3}$$

где

$$k = \frac{E_0}{1-\nu_0^2} \int_0^H \psi'^2(z) dz;$$

$$t = \frac{E_0}{4(1+\nu_0)} \int_0^H \psi^2(z) dz;$$

$$m_0 = \bar{\rho} \int_0^H \psi^2(z) dz,$$

где $\psi(z) = \frac{\text{sh}\gamma(H-z)}{\text{sh}\gamma H}$ – функция поперечного распределения перемещений в основании;

γ – коэффициент затухания осадка основания дороги; $\bar{\rho}$ – плотность материала основания дороги; H – толщина упругого основания.

Упругие составляющие основания определяются выражениями:

$$E_0 = \frac{E_{\text{гр}}}{1 - \nu_{\text{гр}}^2}; \nu_0 = \frac{\nu_{\text{гр}}}{1 - \nu_{\text{гр}}}, \quad (4)$$

где $E_{\text{гр}}$ и $\nu_{\text{гр}}$ – модуль упругости и коэффициент Пуассона упругого основания.

Уравнение вынужденных колебаний асфальтобетонного покрытия на упругом основании получим, исключив в (1) и (3) связывающую функцию $q(x, y, t)$:

$$\nabla^2 \nabla^2 w(x, y, t) - 2r^2 \nabla^2 w(x, y, t) + s^4 w(x, y, t) + m \frac{\partial^2 w(x, y, t)}{\partial t^2} = \frac{p(x, y, t)}{D}, \quad (5)$$

где $s^4 = \frac{k}{D}$; $r^2 = \frac{t}{D}$; $m = \frac{m_0 + m_1}{D}$.

Моделирование деградационных воздействий на дорожное полотно

Смоделируем попадание колеса в выбоину на асфальтобетонном покрытии. Попадание колеса можно представить в виде сосредоточенного импульсного воздействия $P(t)$ длительностью τ , приложенного в некоторой точке асфальтобетонного покрытия.

Перейдя к полярным координатам в формуле (5) по формулам перехода:

$$\begin{aligned} x &= \rho \cos \varphi; \\ y &= \rho \sin \varphi; \\ \rho &= \sqrt{x^2 + y^2} \end{aligned} \quad (6)$$

и приняв $p(\rho, t) = 0$, уравнение свободных колебаний асфальтобетонного покрытия примет вид:

$$\nabla^2 \nabla^2 w(\rho, t) - 2r^2 \nabla^2 w(\rho, t) + s^4 w(\rho, t) + m \frac{\partial^2 w(\rho, t)}{\partial t^2} = 0, \quad (7)$$

где

$$\begin{aligned} \nabla^2 &= \frac{\partial^2}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial \rho}; \\ \nabla^2 \nabla^2 &= \frac{\partial^4}{\partial \rho^4} + \frac{2}{\rho} \frac{\partial^3}{\partial \rho^3} - \frac{1}{\rho^2} \frac{\partial^2}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho^3} \frac{\partial}{\partial \rho}. \end{aligned}$$

Уравнение вынужденных колебаний, при воздействии произвольной силы $p(\rho, t)$ примет вид:

$$\nabla^2 \nabla^2 w(\rho, t) - 2r^2 \nabla^2 w(\rho, t) + s^4 w(\rho, t) + m \frac{\partial^2 w(\rho, t)}{\partial t^2} = \frac{p(\rho, t)}{D}. \quad (8)$$

Опуская промежуточные выкладки, решение уравнения (7), представляющее выражение для прогибов свободных колебаний асфальтобетонного покрытия, имеет вид:

$$w(\rho, t) = \frac{PV_0 \left(\sqrt{r^4 + \lambda^4} - r^2 \right)}{\omega \left[P \left(\sqrt{r^4 + \lambda^4} - r^2 \right) + 2,5\pi mg \right]} \sin \omega t \cdot J_0 \left(\rho \sqrt{\sqrt{r^4 + \lambda^4} - r^2} \right), \quad (9)$$

где J_0 – бесселева функция от действительного аргумента первого рода; P – амплитуда импульса силы; V_0 – вертикальная скорость колеса при ударе в выбоину; λ^4 – параметр, связанный с частотой колебаний асфальтобетонного покрытия ω :

$$\frac{\lambda^4 + s^4}{m} = \omega^2. \quad (10)$$

Для нахождения частоты ω колебаний асфальтобетонного покрытия в период действия удара колеса по выбоине, параметр λ^4 находится по формуле:

$$\left(\sqrt{r^4 + \lambda^4} - r^2\right)^{1,5} = \frac{P(s^4 + \lambda^4)}{19,4 \left[\gamma h + \gamma_0 \int_0^H \Psi^2(z) dz \right]}. \quad (11)$$

После прекращения удара колеса по выбоине, форма колебаний асфальтобетонного покрытия определяется из уравнения:

$$w(\rho, t) = \left[\frac{\omega}{\omega^*} \cos \omega t \cdot \sin \omega^*(t - \tau) + \sin \omega t \cdot \cos \omega^*(t - \tau) \right] \cdot C J_0, \quad (12)$$

где $\omega^* = \sqrt{\frac{s^4 - r^4}{m}}$; $C = \frac{V_0}{\omega}$.

Рост поверхностных трещин при замерзании воды

Рост поверхностных трещин при замерзании воды является одной из главной причин разрушения асфальтобетонного покрытия в период межсезонья, когда температурный режим колеблется около нулевой отметки.

При замерзании воды в микротрещинах асфальтобетонного покрытия происходит ее расширение, что вызывает напряженно-деформированное состояние покрытия, а затем приводит к разрушению.

Образование льда в трещине начинается вдали от границы трещины. Между льдом и асфальтом образуется тонкий слой воды, в котором возникает избыточное гидростатическое давление p , которое препятствует расширению льда и сдавливает скелет трещины.

Относительное изменение объема льда равно [8]:

$$V_l = -\frac{p}{K_l} + \chi_l, \quad (13)$$

скелета трещины:

$$V_c = -\frac{p}{k}, V_c n_c + V_l (1 - n_c) = 0, \quad (14)$$

где n_c – объемная доля скелета трещины; χ_l – коэффициент относительного расширения льда; K_l – коэффициент объемного расширения льда; k – коэффициент, зависящий от материала скелета трещины и от его формы и пористости [9, 10], определяемый экспериментально:

$$k = \frac{p^*}{V_c^*}.$$

где p^* – экспериментальное давление; V_c^* – вычисленное относительное изменение объема скелета трещины.

Соотношение (14) примет вид:

$$\frac{p}{k} n_c + \frac{p - \gamma}{K_l} (1 - n_c) = 0, \quad (15)$$

где $\gamma = K_l \chi_l$.

Гидростатическое давление p равно:

$$p = \left[\frac{(1-n_c)\gamma}{K_l} \right] / \left[\frac{n_c}{k} + \frac{(1-n_c)}{K_l} \right]. \quad (16)$$

Осредненное напряжение (тензор напряжения) в трещине асфальтобетонного покрытия, возникающее в результате замерзания воды:

$$\sigma_{ij} = \frac{1}{V_{n.o.}} \int_{V_{n.o.}} \sigma_{ij}^c dV_{n.o.} - (1-n_c) p \delta_{ij}, \quad (17)$$

где $V_{n.o.}$ – объем представительной области [8]; δ_{ij} – символ Кронекера ($\delta_{ij} = 1$, при $i = j$; $\delta_{ij} = 0$, при $i \neq j$).

Напряжения, возникающие в трещине при одинаковом качестве асфальтобетонного покрытия, сильно зависят от формы трещин [9, 10] и зависят от коэффициента k . Наименьшее значение напряжений, а значит и вероятности роста трещин, наблюдается при форме трещин, близких к окружности. Максимальное значение напряжений наблюдается при крестообразной форме трещин, которое может превосходить более чем в 1,5 раза напряжений при округлых формах трещин.

Этот факт необходимо учитывать при ремонте дорог, первоначально исключая крестообразные формы трещин на асфальтобетонном покрытии.

Образование низкотемпературных трещин

Образование низкотемпературных трещин в дорожном покрытии объясняется упруго-хрупким разрушением. При понижении температуры происходит сжатие верхних слоев асфальта. Однако деформации препятствуют силы трения с нижележащими слоями, что приводит к возникновению напряжений в верхнем слое дорог с последующими разрывами полотна в направлении перпендикулярном длине.

Возникновение низкотемпературных трещин зависит от следующих факторов:

- толщины верхнего слоя;
- коэффициента теплового расширения покрытия;
- коэффициента сцепления слоев дорожного полотна;
- модуля предела прочности асфальтобетонного слоя.

Предел прочности асфальта (Мпа) при растяжении зависит от температуры согласно зависимости [11]:

$$\sigma_p(t) = 4,015 e^{-0,042T}, \quad (18)$$

где T – температура, °С.

По результатам исследований получена зависимость толщины асфальтобетонного покрытия от температуры, при которой не наступает возникновение низкотемпературных трещин.

Для расчета необходимо учитывать различие модулей упругости асфальтобетонного покрытия при растяжении (E_1) и при сжатии (E_2). Приведенный модуль упругости рассчитывается по формуле [12]:

$$E_{прив} = \frac{4E_1E_2}{(\sqrt{E_1} + \sqrt{E_2})^2}. \quad (19)$$

С другой стороны, предел прочности на растяжение определяется по формуле:

$$\sigma_p = \frac{E_1}{E_{прив}} \frac{M}{J} h_1, \quad (20)$$

где $M = \frac{Pl}{4}$ – изгибающий момент, вызывающий разрушение, Н·мм; P – разрушающая нагрузка, Н; l – пролет дорожного полотна; h_1 – высота растянутой зоны асфальтобетонного покрытия, определяемая по формуле:

$$h_1 = \frac{\sqrt{E_2}}{\sqrt{E_1} + \sqrt{E_2}} h, \quad (21)$$

где h – толщина асфальтобетонного покрытия.

Подставим (19) и (21) в (20), получим:

$$\sigma_p = \frac{(\sqrt{E_1} + \sqrt{E_2})}{4\sqrt{E_2}} \frac{M}{J} h. \quad (22)$$

Приравняв (18) и (22) получаем искомую зависимость толщины асфальтобетонного покрытия от температуры:

$$h = \frac{4.015 \cdot e^{-0.042T}}{(\sqrt{E_1} + \sqrt{E_2})} \cdot \frac{4J\sqrt{E_2}}{M}. \quad (23)$$

Зависимость приведенной толщины $\left(H = \frac{h}{h_0}\right)$ асфальтобетонного покрытия от температуры, при которой в качестве единичной толщины принята толщина асфальтобетонного покрытия (h_0) при 0°C приведена на рис. 1 и в табл. 1.

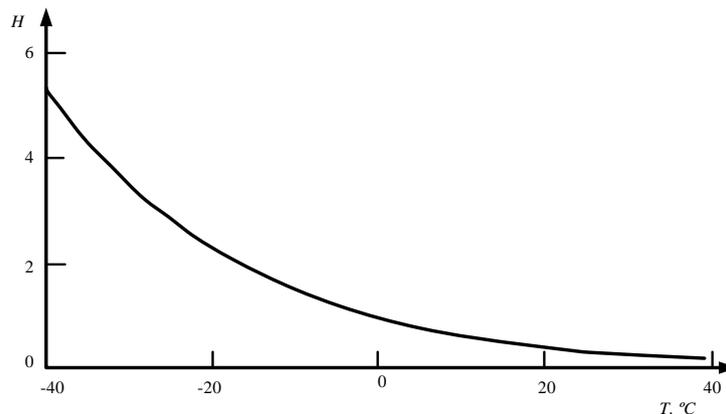


Рис. 1. Приведенная зависимость толщины асфальтобетонного покрытия от температуры
 Fig. 1. The given dependence of asphalt concrete pavement thickness on the temperature

Таблица 1

Приведенная зависимость толщины асфальтобетонного покрытия от температуры

Table 1

Reduced dependence of asphalt concrete pavement thickness on temperature

№ п/п	Температура, °C	Приведенная толщина асфальтобетонного покрытия
1	-40	5,366
2	-30	3,525
3	-20	2,316
4	-10	1,522
5	0	1,000
6	10	0,657
7	20	0,432
8	30	0,284
9	40	0,186

Из рисунка видно, что при особо низких температурах толщина асфальтобетонного покрытия для недопущения возникновения низкотемпературных трещин должна быть в 3,5 раза (при -30°C), а при -40°C – в 5,4 раза больше, чем при 0°C . Данный факт необходимо учитывать, особенно в северных районах.

Увеличение толщины асфальтобетонного покрытия приводит к сильному удорожанию строительства дорог, что требует необходимости нахождения других путей борьбы с разрушением дорог из-за возникновения низкотемпературных трещин.

Температурный фактор

Одной из причин образования трещин могут быть температурные колебания, в результате которых наблюдаются изменения физико-механических свойств асфальтобетона.

Температурный фактор можно считать достаточно сильно влияющим на напряженно-деформированное состояние асфальтобетона для необходимости его учёта. Для оценки напряженно-деформированного состояния асфальтобетона различными авторами предложены множество моделей, от упрощенных (24 и 25) [13 – 15], до более уточненных (26) [16]. Учитывая реологические свойства материала, напряжения, возникающие в асфальтобетоне, в первом случае будут иметь вид:

$$\sigma = \frac{4\alpha \cdot TE_{\text{н}}}{1-\nu} \quad (24)$$

$$\sigma = \frac{4(\alpha \cdot TE_{\text{н}} - c\varepsilon_{\text{н}})}{1-\nu}, \quad (25)$$

где α – коэффициент температурного расширения (линейный); ΔT – максимальное падение температуры за 1 час; ν – коэффициент Пуассона; $\varepsilon_{\text{н}}$ – коэффициент, характеризующий ползучесть асфальтобетона; c – коэффициент пропорциональности.

В случае использования уточненной модели [16, 17], получим:

$$\sigma_{\text{н}}^{\text{полн.}} = \frac{\alpha_0 \cdot T_0 - \frac{\tau_0 L + 2\tau_{\text{н}} l_0}{2h_0 E_0}}{1 + \frac{h_{\text{н}}}{h_0 E_0}} + \beta \alpha_{\text{н}} \cdot \Delta T_{\text{н}} \cdot E_{\text{н}}, \quad (26)$$

$$E_{\text{н}} \left(\frac{L}{2l_0} - 1 \right)$$

где $\sigma_{\text{н}}^{\text{полн.}}$ – полные: собственные и за счет основания растягивающие напряжения в покрытии, возникающие при изменении температуры; α_0 и $\alpha_{\text{н}}$ – линейные коэффициенты температурного расширения в основании и покрытии; E_0 и $E_{\text{н}}$ – модули деформации основания и покрытия расчетные; ΔT_0 и $\Delta T_{\text{н}}$ – расчетные перепады температур основания и покрытия; L – длина поверхности основания; l_0 – длина скользящего контакта асфальтобетона с основанием (на одном крае поверхности); h_0 и $h_{\text{н}}$ – толщины основания и покрытия; β – понижающий коэффициент, учитывающий условия подвижности растягиваемой зоны покрытия; τ_0 и $\tau_{\text{н}}$ – осредненные силы трения на границе с основанием и покрытием [16, 17].

Для оценки влияния температурного фактора на напряжения в асфальтобетоне, пренебрегаем в (26) вторым слагаемым. При этом ошибка в вычислениях не будет превышать 10 % [16]. Получим вместо (26) выражение:

$$\sigma_{\text{н}}^{\text{полн.}} = \alpha_0 \Delta T_0 E_{\text{н}} K + \beta \alpha_{\text{н}} \cdot \Delta T_{\text{н}} \cdot E_{\text{н}}, \quad (27)$$

где

$$K = \frac{1}{E_n \left(\frac{L}{2l_0} - 1 \right)} + \frac{h_n E_n}{h_0 E_0}.$$

При анализе формулы (27) видно, что температурные растягивающие напряжения в покрытии прямо пропорциональны перепадам температур основания и покрытия. Модуль деформации покрытия может варьироваться от 1500 МПа до 4500 МПа, а модуль деформации основания может достигать до 30 000 МПа [18], или составляет порядка $1,3 E_n$ для старого перекрываемого покрытия [16]. В справочных изданиях пределы для температурных деформаций покрытия варьируются в зависимости от марки асфальта от $1 \cdot 10^{-5}$ до $7 \cdot 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$) для покрытия, и от $1 \cdot 10^{-5}$ до $1,2 \cdot 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$) для основания.

Нами проведены расчеты для значений: $E_n = 4500 \text{ МПа}$; $\frac{E_n}{E_0} = 0,5$; $\alpha_0 = 1,1 \cdot 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$) и $\alpha_n = 4 \cdot 10^{-5}$ ($1/^\circ\text{C}$), по которым была построена зависимость $\sigma_n^{\text{полн.}}$ от $\frac{L}{2l_0}$ (рис. 2) и $\sigma_n^{\text{полн.}}$ от $\frac{h_n}{h_0}$ (рис. 3) при различных перепадах температур основания и покрытия.

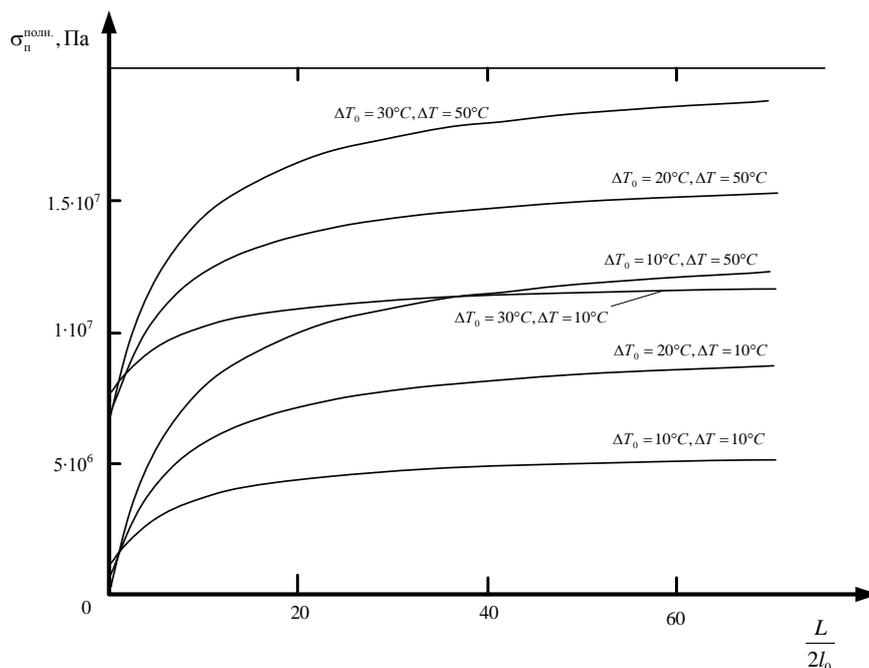


Рис. 2. Зависимость полных температурных растягивающих напряжений в покрытии от отношения длины плит основания и длины скользящего контакта покрытия с основанием

Fig. 2. Dependence of the total temperature tensile stresses in the coating on the ratio of the length of the base plates and the length of the sliding contact of the coating with the base

Находя из выражений (26) или (27) полные температурные растягивающие напряжения в покрытии и сравнивая с максимальной прочностью асфальтобетона, можно определить максимально допустимые перепады температур в основании и покрытии, при которых не наступает разрушения асфальта. Для этого значения растягивающих напряжений в покрытии сравнивают с параметрами предела прочности асфальтобетона.

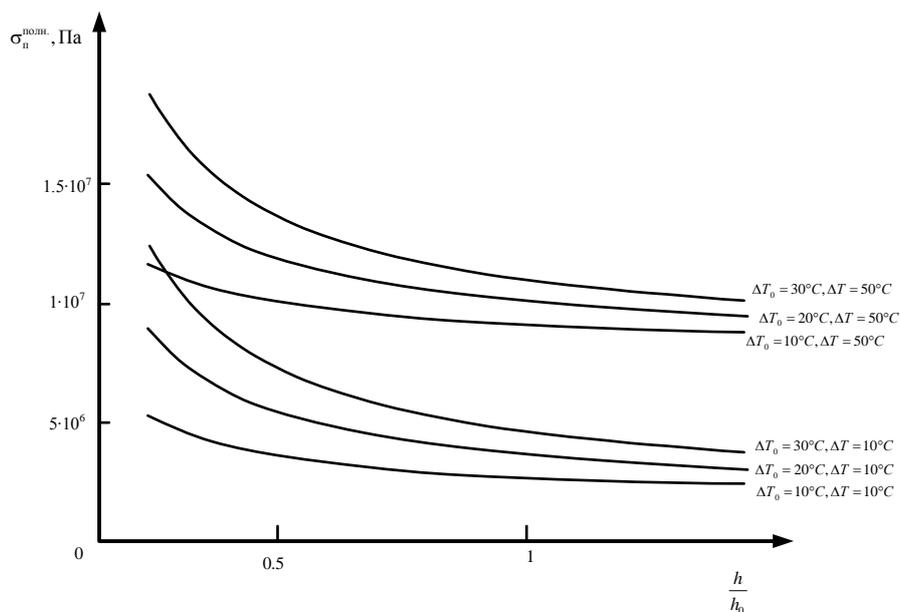


Рис. 3. Зависимость полных температурных растягивающих напряжений в покрытии от отношения толщины покрытия и основания

Fig. 3. Dependence of the total temperature tensile stresses in the coating on the ratio of the thickness of the coating and the base

Заключение

Предложенные модели разрушения дорожного полотна являются некоторым множеством моделей, которые могут быть использованы при исследовании динамики гетероструктурных дорог. Обобщенная модель дорожного полотна позволяет исследовать многие частные случаи: вынужденные и собственные колебания пластин и балок на упругом основании.

По результатам исследований определены основополагающие факторы разрушения дорожного полотна. К наиболее значимым можно отнести вибрационный и температурный факторы, для которых теоретически найдены аналитические зависимости, позволяющие учесть степень их влияния на разрушение автомобильных дорог.

На основе разработанных математических моделей получена зависимость минимальной толщины асфальтобетонного покрытия от температуры для недопущения возникновения низкотемпературных трещин. Оценено влияние параметров асфальтобетона и перепада температур на динамику напряжений и деформаций в верхнем слое для определения максимальных растягивающих напряжений.

Список источников:

1. Колебания ленточных многослойных гетерогенных структур дорог / Д.В. Артамонов [и др.] // Вестник МАДИ. 2010. Вып. 3 (22). С. 88-91.
2. Кузнецов С.В. Волны Лэмба в анизотропных пластинах (обзор) // Акустический журнал. 2014. Т. 60. №1. С. 90-100.
3. Моделирование разрушения автомобильных дорог / В.В. Смогунов [и др.] // Моделирование и механика конструкций. 2015. №1.
4. Артамонов Д.В. Математические модели волновой динамики автомобильных дорог / Труды международного симпозиума «Надежность и качество». 2010. Т. 1. С. 376-378.
5. Модели динамики гетерогенных структур

References:

1. Artamonov D.V. Oscillations of Tape Multilayer Heterogeneous Structures of Roads. Bulletin of Moscow Automobile and Road Construction State Technical University (MADI). 2010;3(22):88-91.
2. Kuznetsov S.V. Lamb Waves in Anisotropic Plates (Review). Acoustic Journal. 2014;60(1): 90-100.
3. Smogunov V.V. Modelling the Road Destruction. Modelling and Structural Mechanics. 2015;1.
4. Artamonov DV. Mathematical Models of Wave Dynamics of Highways. In: Proceedings of the International Symposium: Reliability and Quality: 2010;1. p. 376-378.
5. Smogunov V.V. Dynamics of Heterogeneous Roadbed

- автомобильных дорог / В.В. Смогунов [и др.] // Вестник московского автомобильно-дорожного государственного технического университета (МАДИ). 2010. №4 (23). С. 83а-89.
6. Смогунов В.В. Наноразрушение гетерогенных структур дорог / Вестник транспорта Поволжья. 2012. №1 (31). С. 33-40.
7. Власов В.З., Леонтьев Н.Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании, 1960. 497 с.
8. Шешенин С.В., Лазарев Б.П., Артамонова Н.Б. Применение асимптотического метода осреднения для определения коэффициента расширения водонасыщенной пористой среды при замерзании // Вестн. Моск. Ун-та. Сер. 1. Математика. Механика. 2016. № 6
9. Определение упругих свойств и тензора передачи порового давления горных пород методом осреднения / Шешенин С.В. [и др.] // Вестн. Моск. Ун-та. Сер. 4. Геология. 2015. № 4
10. Шешенин С.В., Артамонова Н.Б., Мукатова А.Ж. Применение метода осреднения для определения коэффициента передачи порового давления // Вестн. Моск. Ун-та. Сер. 1. Математика. Механика. 2015. № 2
11. Колесников Г.Н., Гаврилов Т.А. Моделирование условий появления низкотемпературных трещин в асфальтобетонном слое автомобильной дороги // Вестник томского государственного университета. 2018. №56. С. 57-66.
12. Левашов Г.М., Сиротюк В.В. Об определении предела прочности асфальтобетона на растяжение при изгибе // Вестник СибАДИ. 2011. Вып.4 (22). С. 23-26.
13. Кириллов А.М., Завьялов М.А. Моделирование изменения модуля упругости асфальтобетона при нагружении // Инженерно-строительный журнал. 2015. №2. С. 70-76
14. Иванов Н.Н. Причины образования трещин в асфальтобетонных покрытиях // Труды МАДИ. 1953. Вып. 15. С. 3-11.
15. Леонович И.И., Мельникова И.С. Анализ причин возникновения трещин в дорожных покрытиях и критерии их трещиностойкости // Строительная наука и техника. 2011. №4. С. 37-41.
16. Красноперов А.Р. Учет влияния конструктивных параметров дорожных одежд на отраженной трещинообразование в асфальтобетонных слоях усиления: дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.11. М., 2000. 152 с.
17. Овчинников И.Г., Попов А.Н., Масалыкин А.Н. Напряженно-деформированное состояние сборных аэродромных покрытий усиленных асфальтобетоном в модельном представлении // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» 2016. Т. 8. №1. URL: <http://naukovedenie.ru/PDF/30TVN116.pdf> (дата обращения 26.02.2022).
18. Гришин И.В., Каюмов Р.А., Иванов Г.П. К расчёту покрытий металлических мостов с ортотропной плитой на температурные воздействия // Известия КГАСУ. 2011. № 3 (17).
- Structures. Bulletin of Moscow Automobile and Road Construction State Technical University (MADI). 2010;4(23):83a-89.
6. Smogunov V.V. Nanodestruction of Heterogeneous Structures of Roads. Vestnik transporta Povolzhya. 2012;1(31):33-40.
7. Vlasov V.Z., Leontiev N.N. Beams, Plates and Shells on Elastic Foundations; 1960.
8. Sheshenin S.V., Lazarev B.P., Artamonova N.B. Application of the Asymptotic Homogenization Method to Find the Expansion Coefficient of a Water-Saturated Porous Medium during Freezing Processes. Moscow University Mechanics Bulletin. 2016; 6.
9. Sheshenin S.V. Defining the Elastic Properties and the Tensor of the Pore-Pressure Transfer in Rocks Using the Averaging Method. Moscow University Geology Bulletin. 2015;4.
10. Sheshenin S.V., Artamonova N.B., Mukatova A.Zh. Application of the Averaging Method to Determine the Pore Pressure Transfer Coefficient. Moscow University Mechanics Bulletin. 2015;2.
11. Kolesnikov G.N., Gavrilov T.A. Simulation of the Conditions for a Low-Temperature Crack Appearance in the Asphalt Concrete Layer of a Road. Tomsk State University Journal of Mathematics and Mechanics. 2018;56:57-66.
12. Levashov G.M., Sirotyuk V.V. Determining the Flexural Strength of Asphalt Concrete. The Russian Automobile and Highway Industry Journal. 2011;4(22):23-26.
13. Kirillov A.M., Zavyalov M.A. Modeling of Change in Asphalt Concrete Dynamic Modulus. Magazine of Civil Engineering. 2015;2:70-76.
14. Ivanov N.N. Causes of Crack Formation in Asphalt Concrete Coatings. Proceedings of MADI. 1953;15:3-11.
15. Leonovich I.I., Melnikova I.S. Analysis of the Causes of Cracks in Road Coatings and the Criteria for Their Crack Resistance. Stroitel'naya nauka i tekhnika. 2011;4:37-41.
16. Krasnoperov A.R. Account of Influence of Design Data of Road Clothes on the Reflected Formation of Cracks in Asphalt Concrete Layers. [Candidate dissertation: 05.23.11]. Moscow; 2000.
17. Ovchinnikov I.G., Popov A.N., Masalykin A.N. Stress-Strain State of Prefabricated Airfield Pavements Reinforced with Asphalt Concrete in a Model Representation. Naukovedenie [Internet]. 2016 [cited 2022 Feb 26];8(1). Available from: <http://naukovedenie.ru/PDF/30TVN116.pdf>
18. Grishin I.V., Kayumov R.A., Ivanov G.P. About Calculation of Metal Bridge Coating with an Orthotropic Slab for Temperature Effects. Izvestiya KGASU. 2011;3(17).

Информация об авторах

Information about authors:

Вольников Михаил Иванович

кандидат технических наук, доцент, доцент кафедры «Автоматизация и управление» Пензенского государственного технологического университета, г. Пенза, Россия

Mikhail Ivanovich Volnikov

Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Associate Professor of the Department “Automation and Control” of Penza State Technological University, Penza, Russia

Смогунов Владимир Васильевич

доктор технических наук, профессор, профессор кафедры теоретической и прикладной механика и графики Пензенского государственного университета, г. Пенза, Россия

Vladimir Vasilyevich Smogunov

Doctor of Technical Sciences, Professor, Professor of the Department “Theoretical and Applied Mechanics and Graphics” of Penza State University, Penza, Russia

Вклад авторов: все авторы сделали эквивалентный вклад в подготовку публикации.

Contribution of the authors: the authors contributed equally to this article.

Авторы заявляют об отсутствии конфликта интересов.

The authors declare no conflicts of interests.

Статья поступила в редакцию 12.03.2022; одобрена после рецензирования 12.04.2022; принята к публикации 14.04.2022.

The article was submitted 12.03.2022; approved after reviewing 12.04.2022; accepted for publication 14.04.2022.

Рецензент – Подвесовский А.Г., кандидат технических наук, доцент, Брянский государственный технический университет.

Reviewer - Podvesovskij A.G., Candidate of Technical Sciences, Associate Professor, Bryansk State Technical University.