



Напряжённое состояние земляного полотна при воздействии вагонов с осевыми нагрузками до 30 тс



Валерий КОССОВ
Valery S. KOSSOV

Олег КРАСНОВ
Oleg G. KRASNOV



Андрей ПРОТОПОПОВ
Andrey L. PROTOPOPOV

Коссов Валерий Семёнович – доктор технических наук, профессор, генеральный директор АО «ВНИКТИ», Коломна, Россия.
Краснов Олег Геннадьевич – кандидат технических наук, заведующий отделом АО «ВНИКТИ», Коломна, Россия.
Протопопов Андрей Леонидович – старший научный сотрудник АО «ВНИКТИ», Коломна, Россия.

Study of Roadbed Stress State from the Impact of Freight Cars with Axle Load up to 30 tnf
(текст статьи на англ. яз. – English text of the article – p. 82)

Статья знакомит с результатами исследования напряжённого состояния деятельной зоны земляного полотна от воздействия грузовых вагонов с осевыми нагрузками 23,5, 25, 27 и 30 тс на конечно-элементной модели. С использованием теории предельного равновесия по фактически зарегистрированным уровням вибровоздействий определены уровни предельных напряжений для насыпи земляного полотна участка Голутвин–Озеры Московской железной дороги. Проведены экспериментальные замеры и анализ напряжений на основной площадке полотна и выполнена верификация расчётных и экспериментальных данных.

Ключевые слова: железная дорога, земляное полотно, напряжённое состояние, грузовые вагоны, повышенные осевые нагрузки, предельные напряжения, влажность, вибровоздействия.

Развитие тяжеловесного движения на российских железных дорогах, внедрение грузовых вагонов с осевыми нагрузками 25 тс и в перспективе 27 и 30 тс остро ставят вопрос об оценке несущей способности земляного полотна насыпей из глинистых переувлажнённых грунтов при вибровоздействии подвижного состава. Повышенные осевые нагрузки приводят на некоторых участках к увеличению дефектов и деформаций земляного полотна [1–3].

Специалистами АО «ВНИКТИ» проведены теоретические и экспериментальные исследования напряжённого состояния (НС) основной площадки земляного полотна (ОПЗП) при воздействии от грузовых вагонов с осевыми нагрузками 23,5, 25, 27, 30 тс. При этом изучалось влияние на уровни напряжений величин осевых нагрузок, скорости движения, упругих характеристик щебеночного балласта, песчаной подушки, а также соотношения их толщин.

Исследовано влияние уровней вибровоздействия (амплитуд виброколебаний

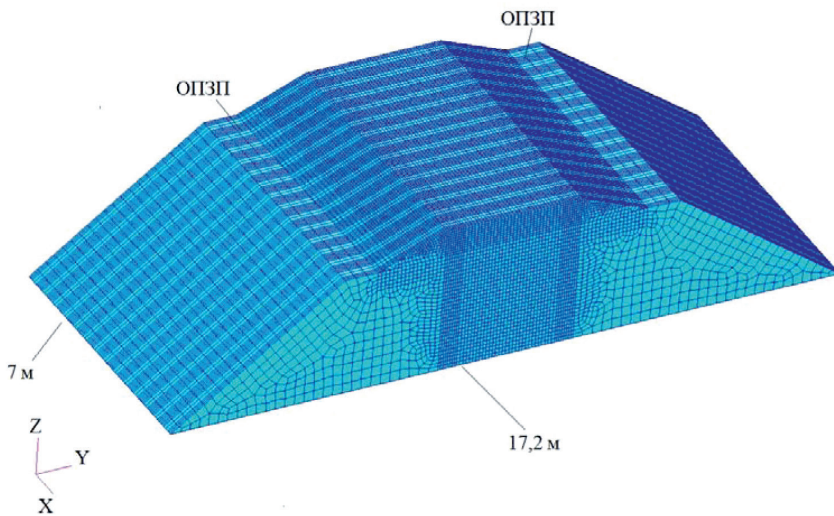


Рис. 1. Конечно-элементная модель земляного полотна с балластной призмой.

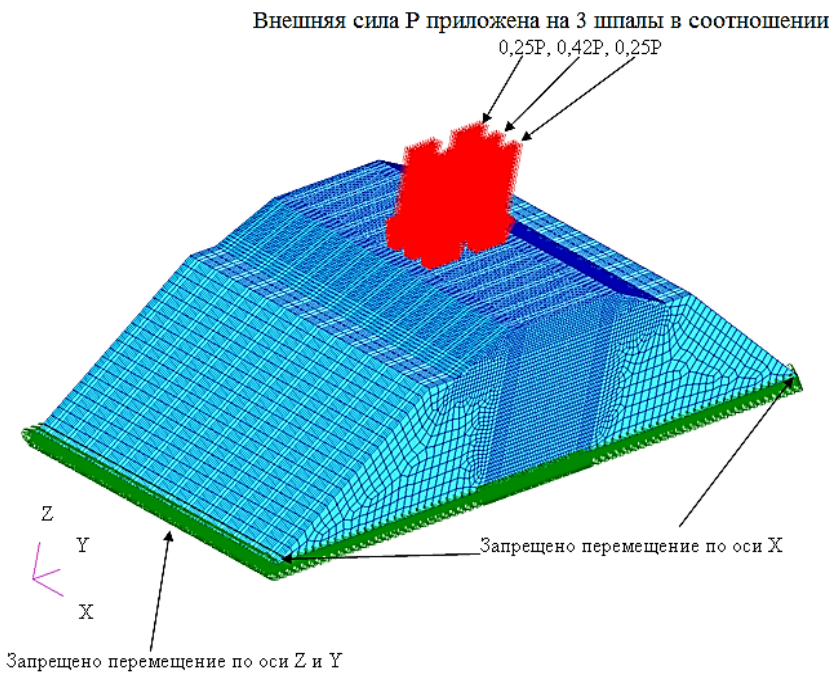


Рис. 2. Схема нагружения и закрепления конечно-элементной модели.

грунта на ОПЗП, получаемых экспериментально при проведении ходовых испытаний), влажности грунтов (показателя текучести J_L) на предельные напряжения земляного полотна. Теоретические исследования проводились на модели насыпи, геометрические параметры которой получены с помощью прямых измерений натурального участка пути, где были установлены приборы для регистрации силовых факторов и напряжений на ОПЗП.

КОНЕЧНО-ЭЛЕМЕНТНАЯ МОДЕЛЬ И РАСЧЁТНАЯ ОЦЕНКА

Моделирование и расчёт проводились на базе метода конечных элементов, использовались программные комплексы PATRAN, NASTRAN, MARC.

На рис. 1 приведена конечно-элементная модель фрагмента пути (земляное полотно, балласт). В зависимости от высоты балласта количество Hex8-элементов в модели изменялось от 336 896 до



Расчётные модели для оценки влияния размеров и параметров слоёв балласта*

№ модели	Структура подшпального основания	Толщина балластного и подбалластного слоёв, м	Расчётные параметры балластного и подбалластного слоёв	
			Модуль деформации E, МПа	Коэффициент Пуассона, μ
1	балласт	0,3	254	0,27
	песчаная подушка	0,3	110	0,3
2	балласт	0,3	150	0,27
	песчаная подушка	0,3	80	0,3
3	балласт	0,4	254	0,27
	песчаная подушка	—	—	—
4	балласт	0,4	110	0,27
	песчаная подушка	—	—	—
5	балласт	0,4	254	0,27
	песчаная подушка	0,2	110	0,3
6	балласт	0,4	150	0,27
	песчаная подушка	0,2	80	0,3
7	балласт	0,4	254	0,27
	песчаная подушка	0,3	110	0,3
8	балласт	0,4	150	0,27
	песчаная подушка	0,3	80	0,3
9	балласт	0,5	254	0,27
	песчаная подушка	—	—	—
10	балласт	0,5	150	0,27
	песчаная подушка	—	—	—
11	балласт	0,5	254	0,27
	песчаная подушка	0,2	110	0,3
12	балласт	0,5	150	0,27
	песчаная подушка	0,2	80	0,3
13	балласт	0,5	254	0,27
	песчаная подушка	0,3	110	0,3
14	балласт	0,5	150	0,27
	песчаная подушка	0,3	80	0,3

* Данные по модулю упругости щебёночного балласта принимались по результатам испытания проб щебня, взятых с участка Голутвин–Озёры.

355 488, количество узлов – от 355 272 до 381 691.

В расчётах учитывалось влияние на НС насыпи следующих факторов:

- величин вертикальных сил, передаваемых от колеса на рельс;
- скорости движения поездов;
- соотношения толщин составляющих балластного слоя – щебня, подбалластного слоя;
- соотношения упругих характеристик элементов балластного слоя и земляного полотна.

В качестве исходных данных при моделировании принимали нагрузки, полученные при динамических испытаниях опытного поезда, включавшего грузовые вагоны

с осевыми нагрузками 23,5, 25, 27 и 30 тс [17]. На рис. 2 показаны граничные условия и схемы приложения нагрузок. Осевая нагрузка принималась распределённой на три шпалы в пропорции 0,25, 0,42 и 0,25. Оставшейся нагрузкой (0,08), распределённой на соседние шпалы, ввиду малого её значения пренебрегали.

Оценка прочности земляного полотна на основной его площадке проводилась путём сравнения расчётных напряжений сжима с допускаемыми значениями напряжений, равными 80 кПа. Их величина в действительности зависит от физико-механических параметров грунтов земляного полотна, степени увлажнения и уровней вибровоздействия. В работах [18–20]

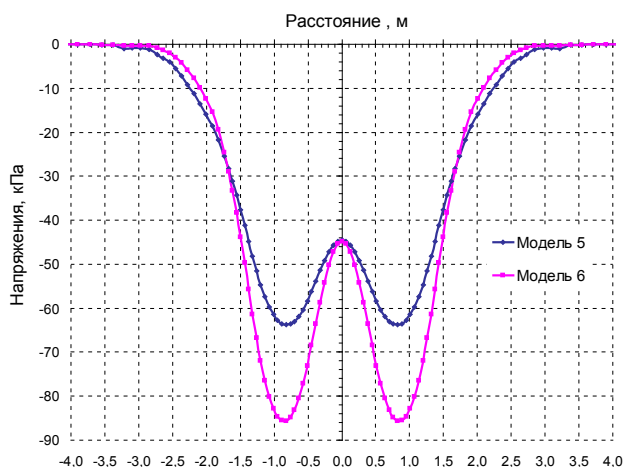


Рис. 3. Распределение напряжений при различных характеристиках модулей упругости балластного и подбалластного слоёв (осевая нагрузка 30 тс, скорость 90 км/ч).

даны результаты исследования модулей упругости при трёхосном сжатии в зависимости от числа циклов обжатия и величин давлений. Показано, что величина модуля упругости балластных материалов существенно зависит от степени уплотнения балласта, давления на поверхности при трёхосном сжатии и материала частиц щебня (гранит, базальт). Аналогичные исследования проведены специалистами центра испытаний материалов и конструкций – филиалом Октябрьской железной дороги на балластных материалах, песке и грунте, взятых с подшпального основания измерительного участка перегона Голутвин–Озеры.

Для оценки влияния структуры и упругих характеристик балластного слоя и песчаной подушки на напряжённое состояние ОПЗП было рассмотрено 14 расчётных моделей (таблица 1).

Для оценки условий прочности в расчётах принимались максимально вероятные значения вертикальных сил:

$$\bar{P}_e^{\max} = \bar{m}_{P_e}^N + 2,5\bar{\sigma}_{P_e}^N,$$

где $\bar{m}_{P_e}^N$ – математическое ожидание ансамбля вертикальных сил от воздействия колёсных пар грузовых вагонов с осевыми нагрузками 23,5, 25, 27 и 30 тс; $\bar{\sigma}_{P_e}^N$ – среднее квадратическое отклонение ансамбля вертикальных сил от воздействия грузовых вагонов.

В реальной эксплуатации вероятность появления максимально вероятных значе-

ний вертикальных сил мала. Поэтому для верификации конечно-элементной модели с экспериментально полученным значением величин напряжений на ОПЗП принимали средние максимальные величины вертикальных сил, которые определялись из выражения:

$$P_e^{cp} = \bar{m}_{P_e}^N + \bar{\sigma}_{P_e}^N.$$

Для оценки влияния упругих характеристик балластного слоя и песчаной подушки представлены результаты расчётов напряжений на ОПЗП для двух вариантов моделей 5 и 6. На рис. 3 приведено распределение расчётных напряжений по поперечному сечению земляного полотна от максимально вероятных значений вертикальных сил грузовых вагонов с осевой нагрузкой 30 тс при скорости движения 90 км/ч.

Из графиков распределения напряжений на ОПЗП видно, что упругие характеристики – модули упругости балластного слоя и песчаной подушки существенно влияют на напряжение. Так, для одинаковой конструкции подбалластного строения, нормированного для путей I, II, и III класса – 0,4 м щебня и 0,2 м песка, значения напряжения могут отличаться на 30–40 %. Для расчётного случая (варианты 5 и 6) разница составила 34 %.

На рис. 4 представлено распределение напряжений в подшпальном пространстве для варианта 2. При этом в качестве значений вертикальных сил принимались максимально вероятные значения, полученные



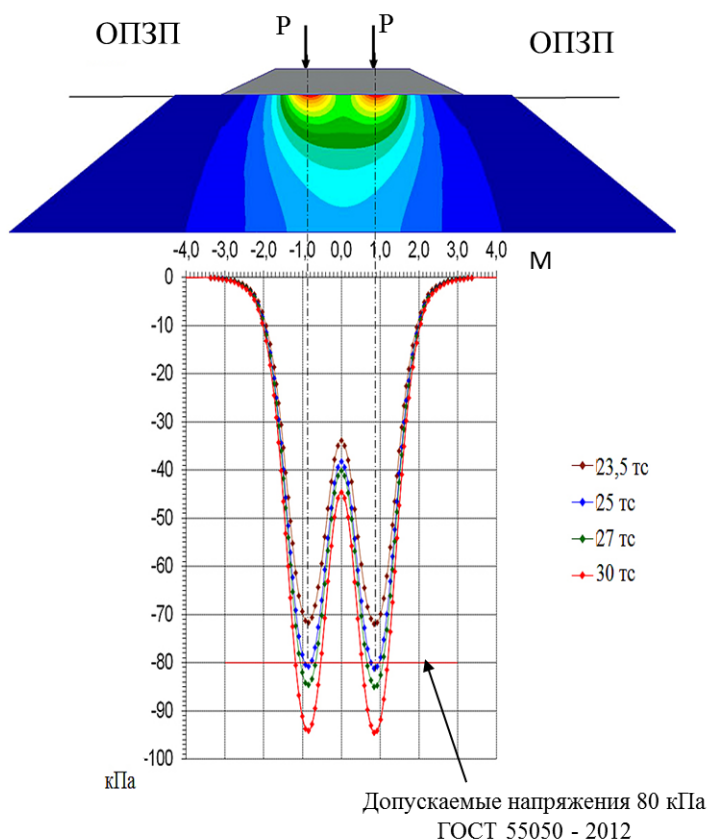


Рис. 4. Изменения напряжений на основной площадке земляного полотна в зависимости от осевых нагрузок при скорости движения 90 км/ч.

Таблица 2

Расчётные напряжения на основной площадке земляного полотна от максимально вероятных и средних значений вертикальных сил*

№ п/п	Скорость движения	Осевая нагрузка 23,5 тс	Осевая нагрузка 25 тс	Осевая нагрузка 27 тс	Осевая нагрузка 30 тс
1	40	59,8/51,1	64,5/52,1	67,2/55,7	71,9/59,6
2	60	61,1/53,1	67,7/56,7	69,0/60,7	72,5/64,9
3	80	63,2/54,6	70,1/58,4	72,5/62,4	78,6/66,7
4	90	65,7/56,2	74,1/60,1	77,6/64,3	86,3/68,8

* Числитель – максимально вероятные; знаменатель – средние значения вертикальных сил.

экспериментально во время проведения ходовых динамических испытаний полувагонов с осевыми нагрузками 23,5, 25, 27 и 30 тс.

Расчётные значения напряжений на ОПЗП (для варианта 2) от максимально вероятных и средних максимальных значений вертикальных сил представлены в таблице 2.

Проведены исследования на компьютерной модели зависимости значений напряжений на ОПЗП для полувагонов с осевой нагрузкой 30 тс от скорости дви-

жения, толщины балластного и подбалластного слоёв. Результаты расчётов представлены в таблице 3 и на рис. 5.

Исследование НС железнодорожной насыпи от воздействия грузовых вагонов с осевыми нагрузками до 30 тс показало:

- имеет место тенденция к росту напряжений на ОПЗП как с повышением осевой нагрузки, так и с увеличением скорости движения;
- на напряжённое состояние ОПЗП оказывают влияние упругие характеристики балластного слоя и песчаной по-

Максимальные напряжения на основной площадке земляного полотна при осевой нагрузке 30 тс в зависимости от скорости и структуры балластного слоя

Модель	Структура балласта	Напряжения от осевой нагрузки 30 тс (кПа) при заданной скорости (км/ч)			
		40	60	80	90
4	Щебень 0,4 м	101,3	102,2	110,8	121,6
10	Щебень 0,5 м	81,4	82,1	89	97,7
6	Щебень 0,4 м Песок 0,2 м	71,3	71,9	78	85,6
12	Щебень 0,5 м Песок 0,2 м	61,4	62	67,2	73,7

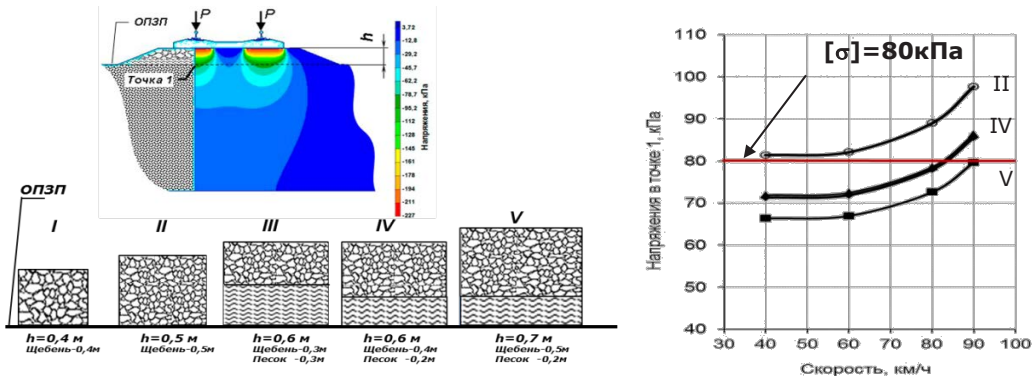


Рис. 5. Изменение напряжений на основной площадке земляного полотна в зависимости от структуры балластного и подбалластного слоев и скорости движения.

душки, толщина каждой из составляющих и общая толщина балластного слоя и песчаной подушки;

- при толщине балластного слоя 0,3 м и песчаной подушки 0,3 м (рис. 5) при действии максимально вероятных значений вертикальных сил и скорости движения до 90 км/ч напряжения на ОПЗП от воздействия грузовых вагонов с осевыми нагрузками 27 и 30 тс превышают допустимые значения $[\sigma_{зп}] = 80$ кПа, а от вагонов с осевыми нагрузками 25 тс – находятся в пределах 77,6 МПа;

- за счёт эффективного распределения усилий от воздействия грузовых вагонов с осевыми нагрузками до 30 тс и увеличения толщины балластного слоя можно добиться уровней напряжений на ОПЗП, не превышающих нормативные значения;

- при структуре балластного слоя, рекомендуемой для путей I, II и III классов и толщине слоя балласта 0,4 м, а песчаной подушки – 0,2 м, напряжения на ОПЗП от вагонов с осевыми нагрузками 30 тс превышают нормативные значения при скоростях движения более 80 км/ч;

- при изменении соотношения толщин балластного слоя и песчаной подушки НС земляного полотна зависимо изменяется (таблица 4);

- при увеличении балластного слоя до 0,5 м и толщине балластной подушки 0,2 м напряжения на ОПЗП не превышали нормативных значений 80 кПа от грузовых вагонов с осевыми нагрузками до 30 тс и скорости движения до 90 км/ч.

ПРЕДЕЛЬНЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ В ДЕЯТЕЛЬНОЙ ЗОНЕ

Для определения несущей способности железнодорожного земляного полотна была использована теория предельного равновесия. Применимость этой теории для инженерных расчётов и хорошая сходимость теоретических и практических значений нагрузок подтверждаются работами [8, 11, 12, 16].

Предельное напряжённое состояние подшпального основания – такое состояние, при котором минимальное приращение статической или динамической нагрузки приводит к возникновению в балласте



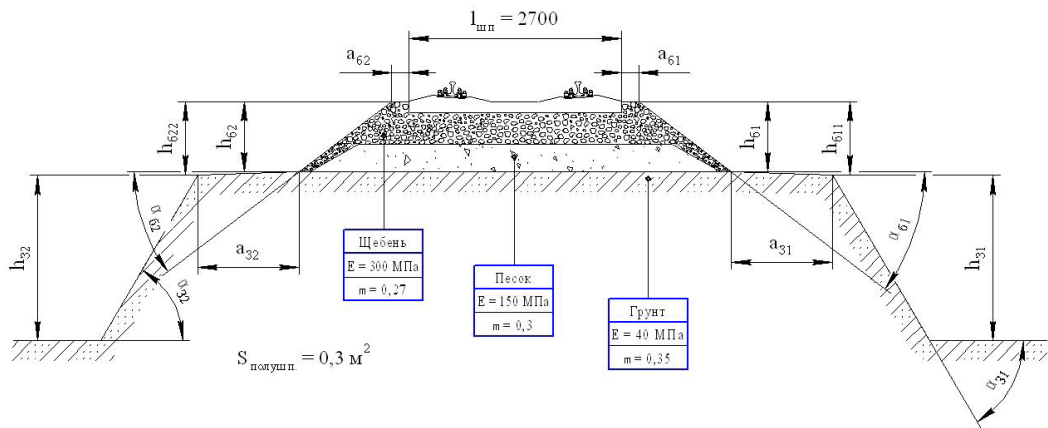


Рис. 6. Схема и геометрические размеры насыпи на измерительном участке.

Таблица 4

Геометрические параметры поперечного сечения железнодорожной насыпи на опытном участке

Сечения	Левая сторона						Правая сторона							
	$a_{62}, \text{ м}$	$h_{62}, \text{ м}$	$h_{622}, \text{ м}$	$\alpha_{62}, ^\circ$	$h_{32}, \text{ м}$	$a_{32}, \text{ м}$	$\alpha_{32}, ^\circ$	$a_{61}, \text{ м}$	$h_{61}, \text{ м}$	$h_{611}, \text{ м}$	$\alpha_{61}, ^\circ$	$h_{31}, \text{ м}$	$a_{31}, \text{ м}$	$\alpha_{31}, ^\circ$
5 м до	0,36	0,55	0,72	20,5	2,23	1,05	35	0,35	0,61	0,78	21,5	2,04	1,23	35,5
0 – в створе датчиков	0,34	0,61	0,77	22	2,42	1,00	34	0,36	0,56	0,75	23	2,23	1,17	26
5 м после	0,37	0,63	0,76	23	2,28	1,12	36	0,35	0,56	0,75	22,5	2,32	1,21	35,5
Среднее	0,36	0,60	0,75	21,8	2,31	1,06	35	0,35	0,58	0,76	22,3	2,20	1,20	35,7

и земляном полотне сплошных поверхностей скольжения, где сдвигающие силы превышают удерживающие. Поверхности скольжения представляют собой совокупность отдельных площадок, образовавшихся при превышении удерживающих сил сдвигающими. Касательные плоскости к поверхностям скольжения совпадают с площадками скольжения. Отдельные площадки скольжения могут образовываться в грунтовой среде и при нагрузках, не превышающих предельные, но они не вызывают деформаций массива. Лишь при нагрузках не ниже предельных формируются группы площадок – целые поверхности, где происходит сдвиговая деформация грунтового массива.

Используя алгоритмы [11], выполнено интегрирование конечно-разностным методом уравнений характеристик и дифференциальных соотношений по разработанной специалистами АО «ВНИКТИ» программе.

Расчёты проведены для насыпи, сложенной из глинистых грунтов.

Геометрические параметры поперечного сечения железнодорожной насыпи, объёмные характеристики грунтов, коэффициенты, характеризующие снижение прочностных свойств грунтов, представлены на рис. 6 и в таблице 4.

Расчёты несущей способности земляного полотна выполнены для:

- насыпи высотой 3,1 м с геометрическими параметрами, которые определены путём прямого геометрического измерения по сечению установки измерительных приборов;
- земляного полотна, сложенного глинистыми грунтами;
- уровней виброколебаний на ОПЗП, зарегистрированных от воздействия грузовых вагонов с разными осевыми нагрузками при качении колёс по рельсам при отсутствии неровностей на поверхности катания;
- случая изменения влажности грунта при изменении показателя текучести с $J < 0,25$ до $0,25 < J < 0,5$.

В результате экспериментальных исследований вибрационных воздействий на

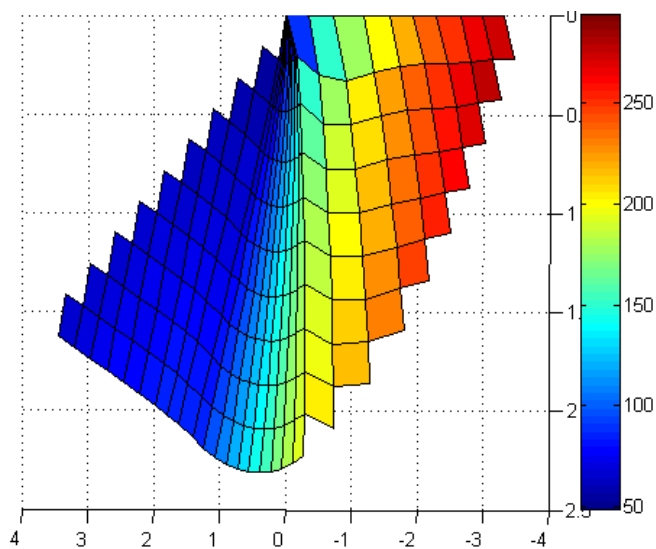


Рис. 7. Распределение предельных напряжений по линиям скольжения.

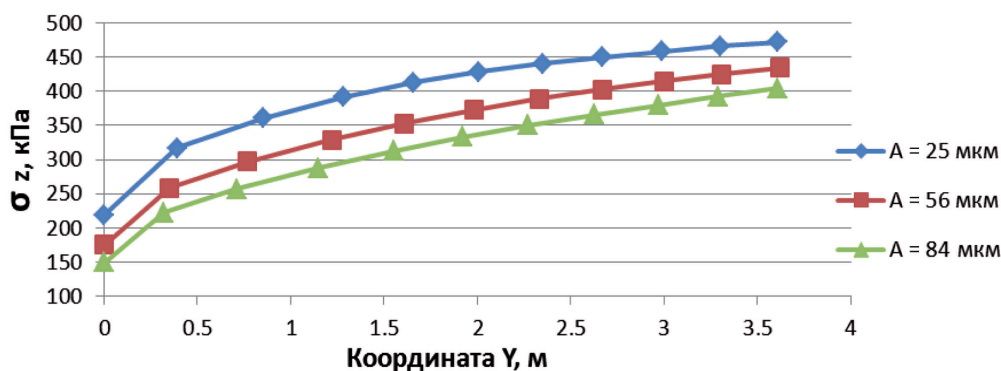


Рис. 8. Предельные значения напряжений на основной площадке земляного полотна.

элементы верхнего строения пути установлено, что при увеличении осевых нагрузок на колесо имеется тенденция к повышению вибраций. При этом чем выше скорость движения, тем выше уровни ускорений. При увеличении осевых нагрузок с 23,5 до 30 тс уровни виброколебаний¹ на ОПЗП изменялись в пределах от 40–48 до 57–84 мкм. Для насыпи с геометрическими параметрами, представленными на рис. 6, сложенной из глины с углом внутреннего трения $\phi = 19^\circ$, относительным сцеплением $C = 0,054$ МПа рассчитаны распределения нормальных напряжений по линиям скольжения (рис. 7) и предельные значения на-

пряжений на ОПЗП для разных уровней виброперемещений (рис. 8).

Анализ расчётных данных показал, что для глин с рассматриваемыми физико-механическими показателями при текучести $J < 0,25$ уровни напряжений, возникающие от грузовых вагонов с осевой нагрузкой 30 тс, имеют запас прочности по несущей способности насыпи.

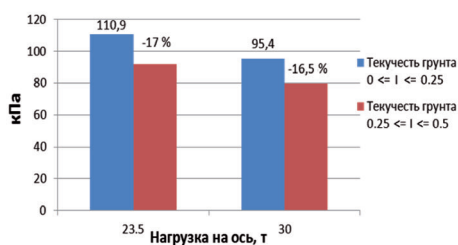
Выполнены расчёты предельных напряжений для условий сложения насыпи глинами и суглинками, а также увеличения влажности грунта с $J < 0,25$ до $0,25 < J < 0,5$.

Установлено, что несущая способность земляного полотна существенно зависит от типа грунта и его физико-механических свойств.

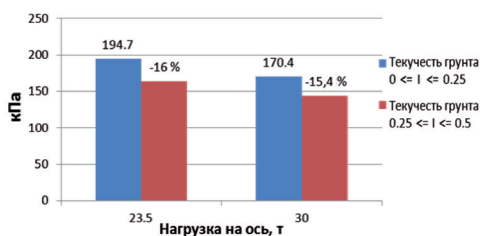
При движении вагонов с осевыми нагрузками 30 тс по насыпи, сложенной из глины, минимальное предельное напряже-

¹ Экспериментально определялись уровни ускорений на ОПЗП. Виброперемещения – путём пересчёта двойным интегрированием процессов зарегистрированных ускорений.





суглинок



глина

Рис. 9. Изменение минимальных предельных напряжений в зависимости от влажности грунта при различных осевых нагрузках.

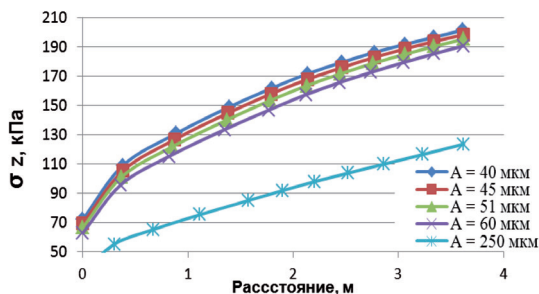
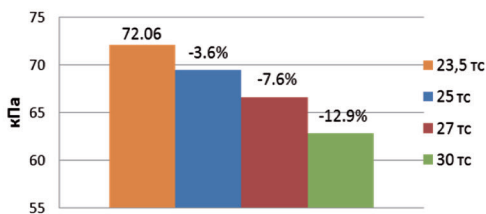
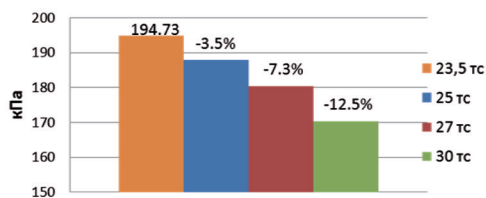


Рис. 10. Изменение предельных напряжений в зависимости от уровня вибраций (грунт – суглинок $\phi = 20^\circ$, $C = 0,019$ МПа, показатель текучести грунта $0 \leq J \leq 0,25$).



суглинок $C = 0,019$, $\phi = 20^\circ$



глина $C = 0,054$, $\phi = 19^\circ$

Рис. 11. Изменение минимальных предельных напряжений в зависимости от величин осевых нагрузок.

ние составляет 170,4 МПа, при переходе на суглинки величины предельных напряжений снижаются до 95,4 МПа. При изменении показателя текучести с $J < 0,25$ до $0,25 < J < 0,5$ несущая способность грунтов снижается в среднем на 15,4–16 % для глин и 16,5–17 % для суглинков (рис. 9).

Выполнены расчёты для случая высоких вибровоздействий на ОПЗП, что характерно для ударного взаимодействия колёс с рельсами в зонах болтовых стыков, при отслоениях металла от поверхности катания со сверхнормативными параметрами и т.д.

Установлено, что увеличение уровней виброколебаний на ОПЗП приводит к сни-

жению уровней предельных напряжений в 1,26–1,36 раза, т.е. на 26–36 % (рис. 10).

Снижение несущей способности земляного полотна от изменения осевой нагрузки с 23,5 до 30 тс за счёт повышения вибронагруженности составляет 12,5–12,9 % (рис. 11).

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ

Для верификации результатов компьютерного моделирования проведены экспериментальные измерения напряжений на ОПЗП на полигоне АО «ВНИКТИ» (участок Голутвин–Озеры). Верхнее строение

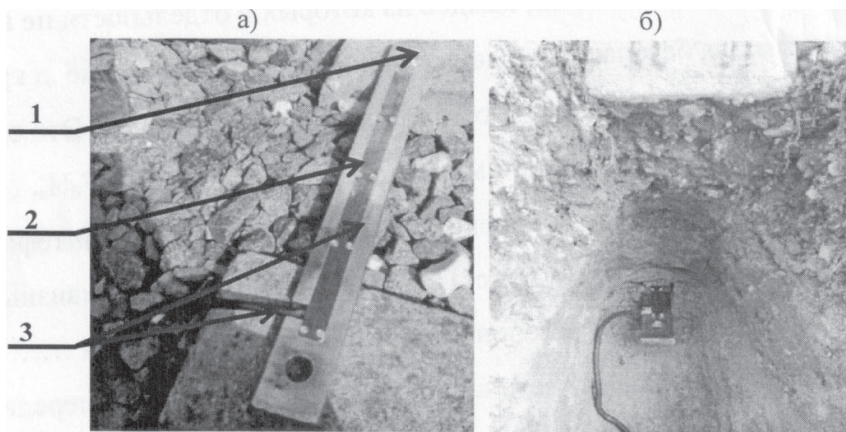


Рис. 12. Общий вид устройства для измерения давлений на основной площадке земляного полотна: а) пластина с закреплённой месдозой; б) устройство с месдозой, установленное в земляное полотно.

включало: рельсы Р65, шпалы железобетонные, крепления КБ-65, балласт щебёночный толщиной 0,3 м, песчаная подушка толщиной 0,3 м, земляное полотно – суслинок.

Исследование напряжений на ОПЗП выполнено с использованием месдозы типа KDE-200КРА (Япония). Для возможности их оперативной установки под рельсошпальную решётку специалистами ВНИКТИ разработана новая конструкция устройства (рис. 12).

Экспериментальный замер напряжений представляет определённые трудности, связанные с помещением месдозы внутрь грунтового массива. Этот процесс вызывает нарушение монолитности массива и появление искажений в силовом поле, что потребовало и совершенствования самого способа измерения напряжений в земляном полотне. Модернизированное устройство состоит из месдозы, несущей пластины, а упругая мембрана поставлена положением вверх и соприкасается с грунтом при проведении измерений (рис. 12).

Внутри пластины находится кабельканал 3 для прокладки проводов от измерительных датчиков месдозы. Тарировка месдоз проводилась при ступенчатом

нагрузении рабочей мембраны равномерно распределённой нагрузкой в диапазоне давлений от 0 до 200 кПа и с шагом 20 кПа.

Конструкция месдозы позволяет без нарушения целостности грунта устанавливать устройство на площадку земляного полотна под подошвой шпалы с размещением деятельной зоны под рельсом на глубине до 1 м ниже слоя балласта.

Апробация устройства проводилась на названном уже перегоне Московской железной дороги. Месдоза с пластиной забивалась на глубину до 650 мм ниже подошвы шпалы под слой щебня и песчаной подушки. В поперечном направлении месдоза устанавливалась под рельсом.

Замеры выполнялись при проезде грузового локомотива 2ТЭ116 со скоростями 20–90 км/ч в течение двух дней. Результаты представлены в таблице 5.

Анализ результатов измерений показал:

- по мере увеличения пропущенного над измерительным сечением подвижного состава напряжения снижались в среднем на 6–7,5 %, что может быть объяснено деформированием локально-уплотнённых зон грунта при внедрении пластин с месдозой в зону ОПЗП;

Таблица 5

Напряжения на основной площадке земляного полотна от проезда локомотива 2ТЭ116

Скорость, км/ч	11.05.2017	12.05.2017	Уменьшилось на ...%
40	71,65	67,03	6,4
50	73,25	67,66	7,5
80	76,58	72,00	5,9
90	81,80	75,69	7,45





Экспериментальные напряжения на основной площадке земляного полотна
от грузовых вагонов с осевыми нагрузками до 30 тс

Замер №	Скорость, км/ч	Вагон 23,5 тс		Вагон 25 тс		Вагон 30 тс	
		Тележка № 1	Тележка № 2	Тележка № 1	Тележка № 2	Тележка № 1	Тележка № 2
1	40	59,218	53,673	49,223	52,509	66,132	67,433
3	60	54,357	55,115	47,306	56,690	63,736	71,335
5	80	52,167	59,428	54,768	63,805	62,778	76,128
7	90	58,196	59,810	69,418	65,653	67,022	79,961
9	90	55,8	62,577	71,267	63,531	65,653	79,071
11	90	55,594	64,426	70,308	63,189	61,682	77,565
13	80	57,237	61,208	36,010	68,118	61,477	78,592
15	80	50,866	53,193	48,264	62,998	61,956	75,443
17	5	46,005	47,511	47,511	47,648	57,917	59,697
19	60	54,015	54,357	57,027	39,228	60,587	63,325

- уровни напряжений имели значения, близкие к расчётным;

- с увеличением скорости движения имело место повышение уровней напряжений на ОПЗП.

Дальнейшим шагом являлось определение напряжений на ОПЗП от воздействия грузовых вагонов – серийного с тележкой 18–100 и вагонов-углевозов, загруженных до осевых нагрузок 23,5, 25 и 30 тс. Результаты измерений даны в таблице 6.

Представлены напряжения на ОПЗП при движении опытного поезда в направлении Голутвин–Озеры для случая, когда тележки № 2 были первыми по ходу движения. Сравнительный анализ расчётных (таблица 2) и экспериментальных (таблица 6) данных позволяет констатировать:

- расхождения между результатами расчёта и экспериментально замеренными напряжениями на ОПЗП не превышают 15 %;

- напряжения на ОПЗП от воздействия колёс подвижного состава имеют разброс до 10 %, что связано с колебаниями подрессоренных масс подвижного состава и разными величинами вертикальных нагрузок, действующих на путь при прохождении колёс над зоной установки месдозы.

ВЫВОДЫ И ПРЕДЛОЖЕНИЯ

1. Выполненные на конечно-элементной модели теоретические исследования напряжённого состояния земляного полотна от воздействия грузовых вагонов с осевыми нагрузками до 30 тс показали:

- уровни напряжений на ОПЗП монотонно повышаются с увеличением осевых

нагрузок и скоростей движения: по расчётным данным при максимально вероятных силах – на 16–24 %, по экспериментально зарегистрированным данным – на 20–21 %;

- на уровни напряжений на ОПЗП оказывают влияния толщины слоёв балласта и песчаной подушки, их соотношение и упругие характеристики – модули упругости балластного и подбалластного слоёв, при этом значения напряжений могут отличаться на 30–40 %;

- для наиболее распространённых грунтов – суглинков при уровнях вибровоздействий, создаваемых от грузовых вагонов с осевыми нагрузками до 30 тс при толщине щебёночного балласта 0,5 м и песчаной подушке 0,2 м, уровни напряжений на ОПЗП составляют 77,6 кПа и не превышают нормативного значения 80 кПа при скоростях движения до 90 км/ч.

2. Расчётами несущей способности земляного полотна по теории предельного равновесия установлено:

- предельные напряжения зависят от физико-механических свойств грунтов насыпи, её геометрических параметров (высоты, значений углов откоса и др.), влажности, уровней вибродинамического воздействия;

- повышение уровней вибровоздействий с 60 до 250 мкм (характерных для ударного взаимодействия при наличии дефектов на поверхности катания колёс или рельсов) снижает несущую способность насыпи на 26–32 %; увеличение влажности грунта с $J < 0,25$ до $0,25 < J < 0,5$ – на 15–17 %;

• повышение осевой нагрузки с 23,5 до 30 тс снижает несущую способность грунтов за счёт увеличения уровней вибровоздействия в среднем на 12,5–12,9 %.

3. Сравнительный анализ расчётных напряжений на ОПЗП по средним значениям вертикальных сил показал достаточно хорошую сходимость расчётных и экспериментальных данных: расхождение не превышало 15 %.

4. Дополнительно для принятия решения о внедрении грузовых вагонов с осевыми нагрузками 27 и 30 тс требуется:

- установить влияние повышенных осевых нагрузок на устойчивость железнодорожных насыпей на слабых основаниях;
- определить интенсивности накопления остаточных деформаций деятельной зоны земляного полотна при повышенных осевых нагрузках с учётом нахождения грунтов в мягкопластичном состоянии в зонах недостаточной работы дренажных систем, особенно в период оттаивания грунтов и их переувлажнения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Яковлева Т. Г., Карпушенко Н. И. и др. Железнодорожный путь. – М.: Транспорт, 1999. – 405 с.

2. Прокудин И. В. Деформации старых железнодорожных насыпей из глинистых грунтов при скоростном движении поездов // Вестник ВНИИЖТ. – 1979. – № 6. – С. 38–41.

3. Иванов А. Г. Исследование особенностей работы пути на участках обращения тяжеловесных поездов / Дис... канд. техн. наук. – Днепропетровск, 1984. – 200 с.

4. Шахунянц Г. М., Яковлева Т. Г. Интегральная оценка динамического состояния железнодорожных насыпей // Труды МИИТ. – Вып. 667: Вопросы пути и путевого хозяйства. – М., 1980. – С. 3–17.

5. Яковлева Т. Г. Прогнозирование деформируемости железнодорожных насыпей с учётом их динамического состояния // Земляное полотно и геотехника на железнодорожном транспорте: Межвуз. сб. науч. трудов. – Днепропетровск: ДИИТ, 1983. – С. 11–18.

6. Блажко Л. С. Технико-технологическая оценка усиления конструкции пути на участках обращения подвижного состава с осевыми нагрузками до 300 кН / Дис... док. техн. наук. – СПб., 2003. – 331 с.

7. Берестяный Ю. Б. Прочность высоких железнодорожных насыпей из глинистых грунтов при воздействии поездов с повышенными осевыми и погонными нагрузками в условиях Дальневосточной

железнодорожной / Дис... канд. техн. наук. – Ленинград, 1990. – 232 с.

8. Морозова А. А. Несущая способность подпального основания железнодорожного пути на участках обращения поездов с осевыми нагрузками до 300 кН / Дис... канд. техн. наук. – СПб.: ПГУПС, 2014. – 184 с.

9. Наумов В. В. Обеспечение работоспособности железнодорожных насыпей на участках обращения поездов с повышенными осевыми нагрузками / Дис... канд. техн. наук. – М.: МИИТ, 2013. – 164 с.

10. Вериго М. Ф. Метод расчёта деформаций земляного полотна при действии на него динамических нагрузок // Вестник ВНИИЖТ. – 1988. – № 5. – С. 41–45.

11. Прокудин И. В. Прочность и деформативность железнодорожного земляного полотна из глинистых грунтов, воспринимающих вибродинамическую нагрузку / Дис... док. техн. наук. – Л.: ЛИИЖТ, 1982. – 455 с.

12. Стоянович Г. М. Прочность и деформативность железнодорожного земляного полотна при повышенной вибродинамической нагрузке в упруго-пластической стадии работы грунтов. – Хабаровск: ДВГУПС, 2002. – 360 с.

13. Коссов В. С. Результаты экспериментальных и теоретических исследований воздействия подвижного состава на путь в перспективных условиях эксплуатации // Бюллетень Объединённого ученого совета ОАО «РЖД». – 2013. – № 5. – С. 27–36.

14. Лапидус Л. С. Несущая способность основной площадки железнодорожного земляного полотна. – М.: Транспорт, 1978. – 125 с.

15. Краснов О. Г., Астанин Н. Н. Влияние ударных сил на прочностные характеристики железнодорожного земляного полотна // Вестник ВНИИЖТ. – 2017. – № 2. – С. 85–93.

16. Колос А. Ф., Николайтис Д. С., Морозова А. А. Оценка чувствительности путевого шпалы к действию вибродинамической нагрузки // Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути (чтения, посвящённые 100-летию проф. Г. М. Шахунянца). – М.: МИИТ, 2013. – С. 164–166.

17. Комплексные сравнительные исследования воздействия на инфраструктуру вагонов с осевой нагрузкой до 30 тс на участках Голутвин–Озёры Московской ж.д.: Отчёт о НИР № И-06–17. – Коломна: ВНИКТИ, 2017. – 111 с.

18. Kaya M., Jernigan R., Runesson K., Sture S. Reproducibility and conventional triaxial tests on ballast material / Technical Report, Department of Civil Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado at Boulder, Boulder, Colorado, USA. – 1997. – Report No. 1. – 43 p.; Report No. 2. – 40 p.

19. Indraratna B. Shear behavior of railway ballast based on large-scale triaxial tests / Indraratna B., et al. // Journal of Geotechn. and Geoenvironmental Eng., ASCE. – May 1998. – Pp. 439–449.

20. Lackenby J. Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading / Lackenby J., Indraratna B., et al. // Geotechnique, 57. – 2007. – № 6. – Pp. 527–536. ●

Координаты авторов: **Коссов В. С.** – vnikti@ptl-kolomna.ru, **Краснов О. Г.** – +7(496) 618–82–48, **Протопопов А. Л.** – vnikti@ptl-kolomna.ru.

Статья поступила в редакцию 01.08.2017, принята к публикации 29.08.2017.

Работа выполнена по проекту РФФИ 17–20–01088.

● МИР ТРАНСПОРТА, том 15, № 4, С. 70–91 (2017)

Коссов В. С., Краснов О. Г., Протопопов А. Л. Напряжённое состояние земляного полотна при воздействии вагонов с осевыми нагрузками до 30 тс



STUDY OF ROADBED STRESS STATE FROM THE IMPACT OF FREIGHT CARS WITH AXLE LOAD UP TO 30 TNF

Kossov, Valery S., JSC Research and Design-Technological Institute of Rolling Stock (JSC VNIKTI), Kolomna, Russia.

Krasnov, Oleg G., JSC Research and Design-Technological Institute of Rolling Stock (JSC VNIKTI), Kolomna, Russia.

Protopopov, Andrey L., JSC Research and Design-Technological Institute of Rolling Stock (JSC VNIKTI), Kolomna, Russia.

ABSTRACT

The stress state of the active area of the roadbed caused by the impact of freight cars with axle loads 23,5; 25; 27 and 30 tnf is studied on the basis of a finite-element model. Using Coulomb's wedge theory as per actually registered vibration impact

levels, limit stress levels for the embankment of the roadbed of the section Golutvin–Ozery of Moscow railway have been determined. Experimental studies to determine stresses on the main site of the roadbed have been conducted and design and experiment data have been verified.

Keywords: stress state, roadbed, freight car, high axle loads, limit stresses; humidity, vibration impact.

Background. The development of heavy traffic on Russian railways with the implementation of freight cars with axle loads 25 tnf (and in the long term of 27 and 30 tnf) raises the topical issue about the evaluation of the bearing capacity of the roadbed of embankments composed of excessively moistened clay soils under a simultaneous vibration impact. The development of the operating domain of trains with high axle loads on the railway network leads at some sections to an increased number of defects and deformations of the roadbed [1–3].

Specialists of JSC VNIKTI have conducted theoretical and experiment studies of the stress state of the main site of the roadbed (MSRB) caused by the impact of freight cars with axle loads 23,5; 25; 27; 30 tnf. At the same time the influence of axle load values, running speed, elastic behavior of crushed-stone ballast, sand bed and also their thickness ratio on the roadbed stress levels have been studied.

The influence of vibration impact levels (soil vibration amplitudes on the MSRB obtained experimentally while conducting line tests), of soils humidity (flow index J_v) on limit stresses of the roadbed embankments has been studied. Theoretical studies have been conducted on the embankment model which geometrical parameters have been

obtained using direct measurements on the testing track section where measurement equipment to register force factors and stresses on the subgrade was installed.

Objective. The objective of the authors is to study roadbed stress state due to the impact of freight cars with axle load up to 30 tnf.

Methods. The authors use general scientific and engineering methods, comparative analysis, graph construction, experimental data.

Results.

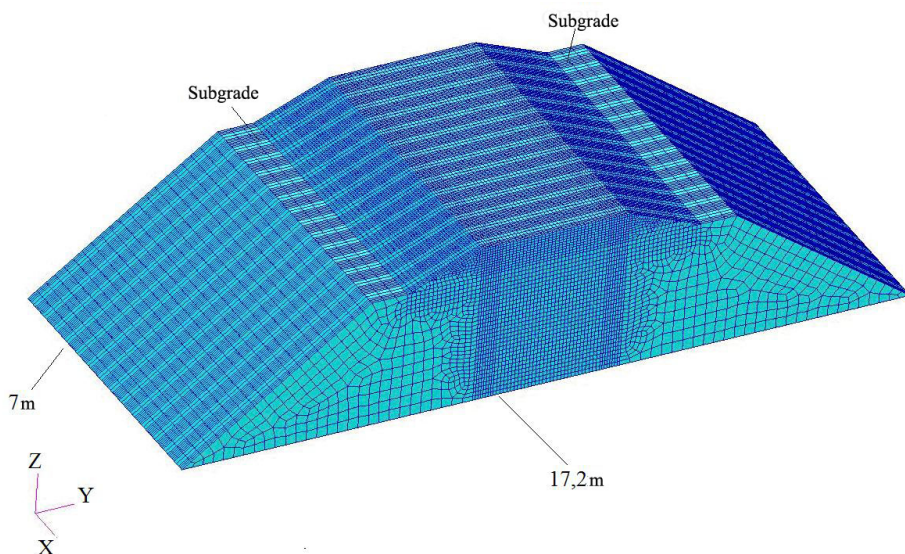
A finite-element model of the roadbed and its stress state estimate

Modeling and calculation were performed based on the finite-element method using such software packages as PATRAN, NASTRAN, MARC.

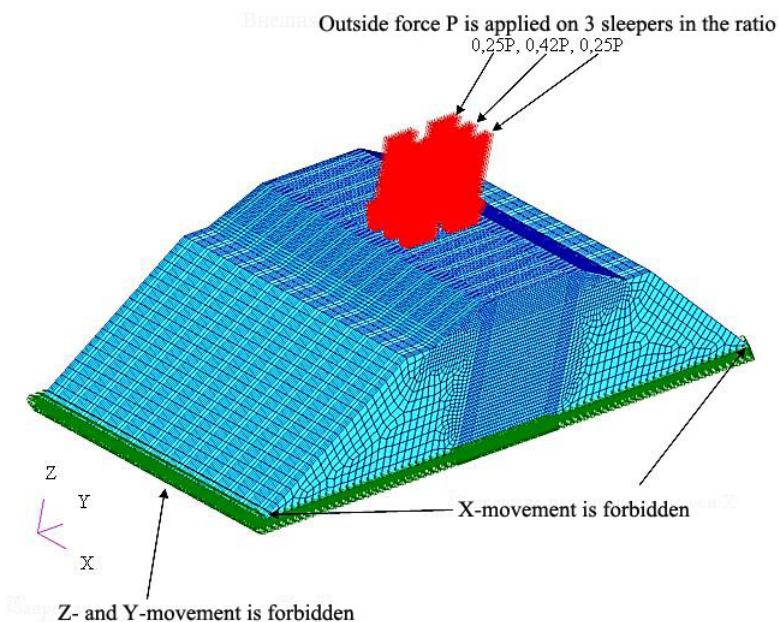
Pic. 1 shows a finite-element model of a track section (roadbed, ballast). Depending on the ballast height the number of Hex8-elements in the model changed from 336 896 to 355 488, the number of nodes – from 355 272 to 381 691.

The influence of the following factors on the embankment stress state has been studied during calculations:

- magnitudes of vertical forces transferred from wheels to rails;



Pic. 1. A finite-element model of the roadbed with a ballast section.



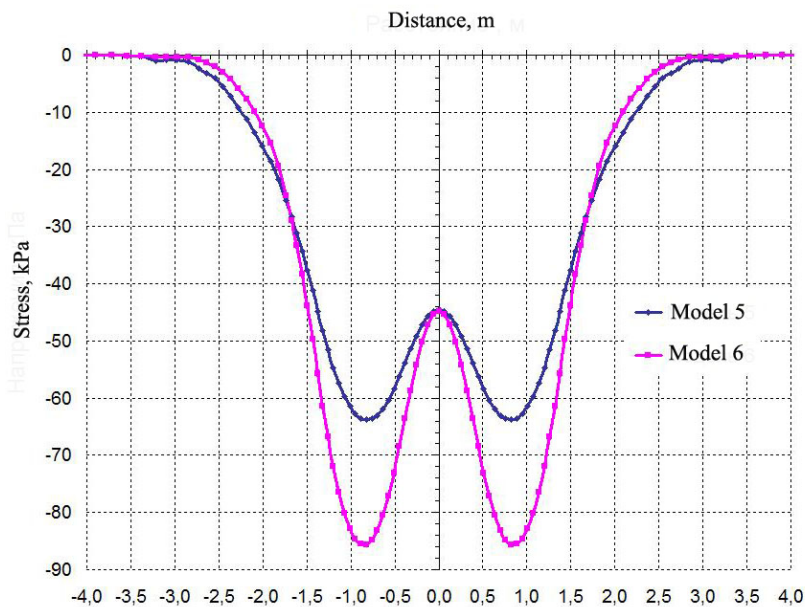
Pic. 2. The scheme of loading and fixing a finite-element model.

- train running speeds;
- thickness ratio of ballast layer components – crushed stone, subballast layer;
- elastic behavior ratio of ballast layer and roadbed components.

Loads obtained during dynamic tests of the train prototype with freight cars with axle loads 23,5; 25; 27 and 30 tnf [17] were taken as benchmark reference data for simulation. Pic. 2 shows boundary conditions and schemes of loads application. The axle load was assumed to be distributed on three sleepers in the ratio of 0,25, 0,42 and 0,25. The rest of the load (0,08)

distributed on adjacent sleepers is neglected due to its small value.

The roadbed strength on the subgrade has been evaluated by comparing design compression stress with limit stress values. Limit stresses on the subgrade are assumed to be 80 kPa. In fact their value depends on physical and mechanical parameters of roadbed soils, their moistening intensity and vibration impact levels. In works [18–20] Young moduli at triaxial compression depending on the number of reduction cycles and pressure values were studied. It is shown that the value of Young's modulus of ballast materials



Pic. 3. The stress distribution with various Young modulus characteristics of ballast and subballast layers (axle load 30 tnf, speed 90 km/h).

Table 1
Design models to evaluate the influence of ballast layers' size and parameters

Model No.	Undersleeper foundation structure	Thickness of ballast and subballast layers, m	Design parameters of ballast and subballast layers	
			Deformation modulus E, MPa	Poisson ratio, μ
1	ballast	0,3	254	0,27
	sand bed	0,3	110	0,3
2	ballast	0,3	150	0,27
	sand bed	0,3	80	0,3
3	ballast	0,4	254	0,27
	sand bed	–	–	–
4	ballast	0,4	110	0,27
	sand bed	–	–	–
5	ballast	0,4	254	0,27
	sand bed	0,2	110	0,3
6	ballast	0,4	150	0,27
	sand bed	0,2	80	0,3
7	ballast	0,4	254	0,27
	sand bed	0,3	110	0,3
8	ballast	0,4	150	0,27
	sand bed	0,3	80	0,3
9	ballast	0,5	254	0,27
	sand bed	–	–	–
10	ballast	0,5	150	0,27
	sand bed	–	–	–
11	ballast	0,5	254	0,27
	sand bed	0,2	110	0,3
12	ballast	0,5	150	0,27
	sand bed	0,2	80	0,3
13	ballast	0,5	254	0,27
	sand bed	0,3	110	0,3
14	ballast	0,5	150	0,27
	sand bed	0,3	80	0,3

Note. Data on crushed-stone ballast Young modulus have been assumed as per results of testing crushed stone samples taken at the section Golutvin–Ozery of Moscow railway.

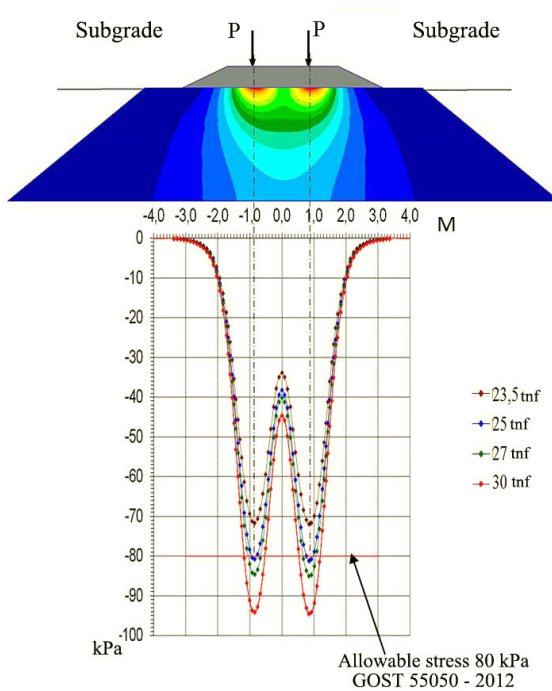
Table 2
Design stresses on the main site of the roadbed from maximum possible and average values of vertical forces

No.	Running speed, km/h	Axle load 23,5 tnf	Axle load 25 tnf	Axle load 27 tnf	Axle load 30 tnf
1	40	59,8/51,1	64,5/52,1	67,2/55,7	71,9/59,6
2	60	61,1/53,1	67,7/56,7	69,0/60,7	72,5/64,9
3	80	63,2/54,6	70,1/58,4	72,5/62,4	78,6/66,7
4	90	65,7/56,2	74,1/60,1	77,6/64,3	86,3/68,8

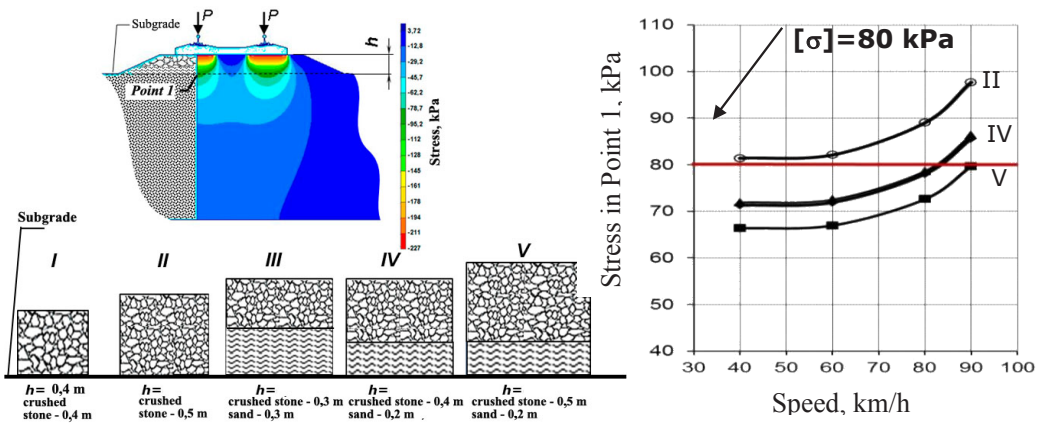
Note. Numerator – maximum possible values; denominator – average values of vertical forces.

Table 3
Maximum stresses on the main site of the roadbed at the axle load 30 tnf depending on the speed and ballast layer structure

Model	Ballast structure	Stresses from the axle load 30 tnf (kPa) at the speed (km/h)			
		40	60	80	90
4	Crushed stone 0,4 m	101,3	102,2	110,8	121,6
10	Crushed stone 0,5 m	81,4	82,1	89	97,7
6	Crushed stone 0,4 m Sand 0,2 m	71,3	71,9	78	85,6
12	Crushed stone 0,5 m Sand 0,2 m	61,4	62	67,2	73,7



Pic. 4. Stress variations on the main site of the roadbed depending on axle loads at the running speed 90 km/h.



Pic. 5. The change of stresses on the main site of the roadbed depending on ballast and subballast layers' structure and running speed.

mainly depends on the extent of ballast consolidation, a surface pressure at triaxial compression and the material of crushed stone particles (granite, basalt). Similar studies have been performed by specialists of the Centre of testing of materials and structures – the branch of October railway, regarding ballast materials, sand and soil taken from the undersleeper foundation of the haul testing section Golutvin–Ozery.

14 design models have been considered to evaluate the influence of ballast layer and sand bed structure and elastic behavior on the MSRB stress state (Table 1).

To evaluate strength conditions maximum possible values of vertical forces calculated have been assumed in calculations as per the following expression:

$$\bar{P}_v^{\max} = \bar{m}_{p_v}^N + 2,5\bar{\sigma}_{p_v}^N,$$

where $\bar{m}_{p_v}^N$ is a mathematical expectation of vertical forces assembly from the impact of freight car wheels with axle loads 23,5; 25; 27 and 30 tnf, respectively.

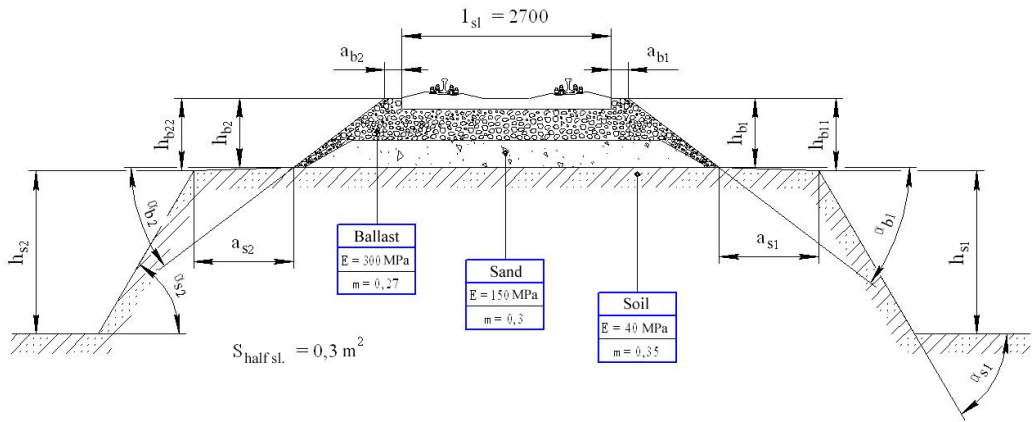
$\bar{\sigma}_{p_v}^N$ is a mean-square deviation of vertical forces assembly caused by those freight cars.

Under real operation conditions the probability of appearing maximum possible values is small. Thus to verify a finite-element model with an experimentally obtained stress magnitudes on the MSRB average maximum values of vertical forces which have been assumed as determined from the following expression:

$$P_v^s = \bar{m}_{p_v}^N + \bar{\sigma}_{p_v}^N.$$

To evaluate the influence of ballast layer and sand bed elastic behavior results of stress calculations on the MSRB are provided for two variants of model 5





Pic. 6. Schematic illustration and geometrical dimensions of the embankment in the instrumentation site.

Table 4

Geometrical parameters of the railway embankment cross section in the experimental site

Cross sections	Left side							Right side						
	a_{s2}, m	h_{b2}, m	h_{b22}, m	$\alpha_{b2}, ^\circ$	h_{i2}, m	a_{s2}, m	$\alpha_{s2}, ^\circ$	a_{s1}, m	h_{b1}, m	h_{b11}, m	$\alpha_{b1}, ^\circ$	h_{i1}, m	a_{s1}, m	$\alpha_{s1}, ^\circ$
5 m before	0,36	0,55	0,72	20,5	2,23	1,05	35	0,35	0,61	0,78	21,5	2,04	1,23	35,5
0 – in the section of the sensors	0,34	0,61	0,77	22	2,42	1,00	34	0,36	0,56	0,75	23	2,23	1,17	26
5 m after	0,37	0,63	0,76	23	2,28	1,12	36	0,35	0,56	0,75	22,5	2,32	1,21	35,5
Average	0,36	0,60	0,75	21,8	2,31	1,06	35	0,35	0,58	0,76	22,3	2,20	1,20	35,7

and 6. Pic. 3 shows the distribution of design stresses on the track formation cross section from maximum possible values of vertical forces of freight cars with axle load 30 tnf at the running speed 90 km/h.

The diagrams of the stress distribution on the MSRB show that elastic characteristics – Young modulus for ballast layer and sand bed have a significant effect on subgrade stresses. So for a similar subballast structure standardized for tracks Class I, II and III (0,4 m of crashed stone and 0,2 m of sand), stress values may differ by 30–40%. For a design case (variants 5 and 6) the difference was of 34%.

Pic. 4 shows the stress distribution in the undersleeper area for variant 2. Vertical forces values have been assumed to be maximum possible values obtained experimentally during running dynamic tests of open cars with axle loads 23,5; 25; 27 and 30 tnf.

Stress design values on the MSRB (for variant 2) depending on maximum possible and average maximum values of vertical forces are provided in Table 2.

Stress values in the MSRB for open cars with the axle load 30 tnf were calculated with the help of a computational model depending on the running speed, ballast and subballast layers' thickness. Results of calculations are provided in Table 3 and in Pic. 5.

Analysis of stressed state of the embankment due to the impact of freight cars with axle loading up to 30 tnf showed:

- there is a tendency of stress increase on the MSRB due to both growth of axle loading and raise of speed;

- MSRB stressed state is influenced by the elastic behaviour of the ballast layer and of the sand cushion, the thickness of each component and the total thickness of the ballast layer and the sand cushion;

- if thickness of the ballast layer is 0,3 m and of the sand cushion is 0,3 m (Pic. 5), and vertical forces have maximum possible values, at speed up to 90 km/h, the impact of freight cars with axle loads of 27 and 30 tnf causes MSRB stresses exceeding permissible values [σ_S] = 80 kPa, MSRB stresses from freight wagons with axle loads of 25 tnf are within the limit of 77,6 MPa;

- efficient distribution of the forces caused by freight cars with axle loading up to 30 tnf and increasing the thickness of the ballast layer make possible to obtain stress levels in the MSRB not exceeding standard values;

- using ballast layer structure recommended for Class I, II and III tracks at the thickness of the ballast layer 0,4 m and the sand cushion 0,2 m, the stresses in the MSRB from 30 tnf cars exceed standard values at speeds exceeding 80 km/h;

- changing (Table 4) the ratio of thicknesses of the ballast layer and the sand cushion changes accordingly stress state of the roadbed;

- when the ballast layer thickness is increased up to 0,5 m and the ballast bed thickness is 0,2 m, the stresses in the MSRB did not exceed standard values of 80 kPa from freight wagons with axle loading up to 30 tnf and speeds of up to 90 km/h.

Limit stresses in the active zone of the roadbed

Coulomb's wedge theory was used to determine bearing capacity of the railway roadbed. Applicability of this theory to engineering calculations and good convergence of theoretical and operational load values are confirmed by works [8, 11, 12, 16].

The limit stress state of the undersleeper foundation is the state at which the minimum increment of the static or dynamic load results in

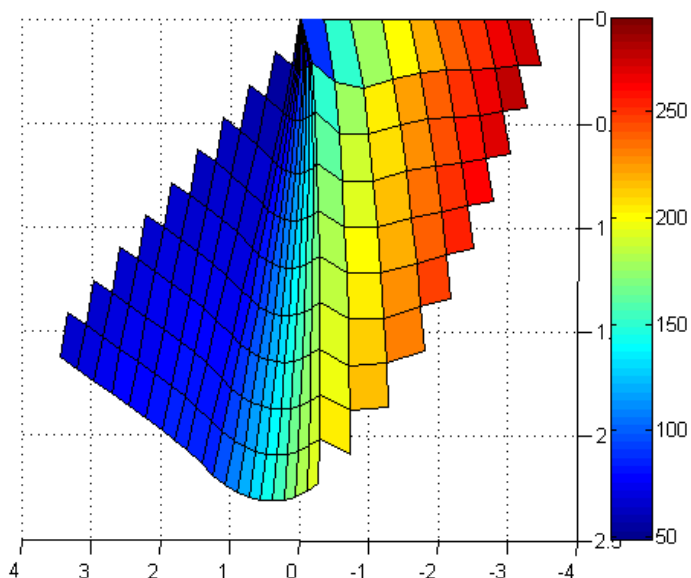


Fig. 7. Distribution of limit stresses along sliding lines.

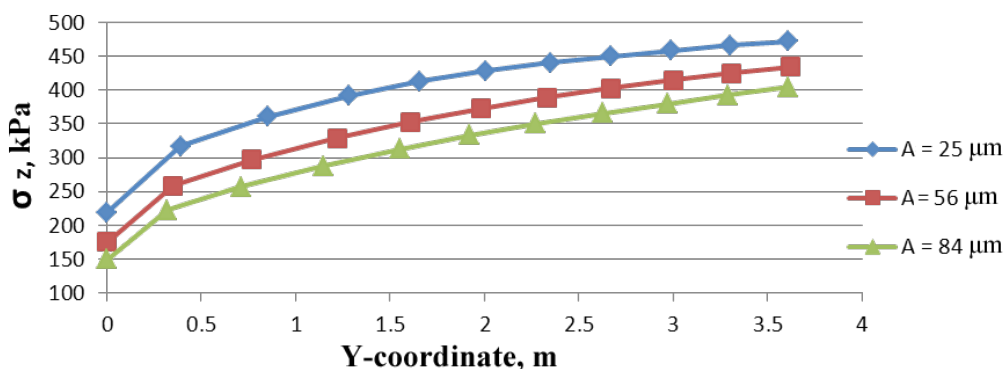


Fig. 8. Limit values of stresses in the main site of the roadbed.

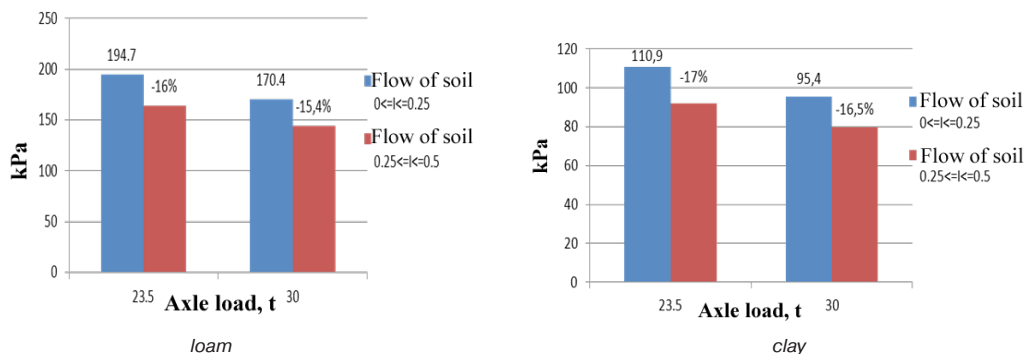
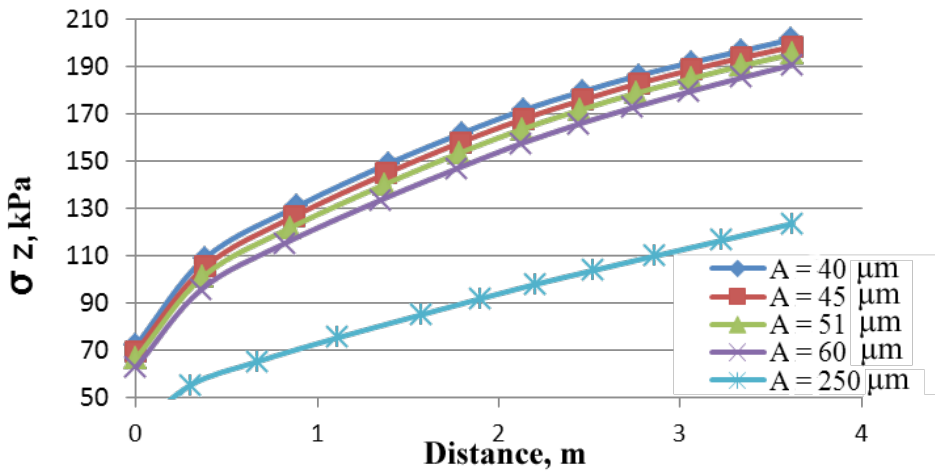


Fig. 9. Change of minimum limit stresses depending on soil moisture at different axle loads.

formation of closed sliding surfaces in the ballast and roadbed, where the shearing forces exceed the retention forces. Sliding surfaces are a group of separate area elements formed when the shearing forces exceed the retention forces. The tangent planes to the sliding surfaces coincide with the area

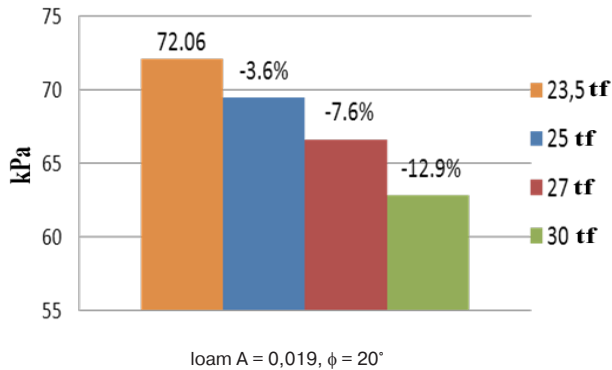
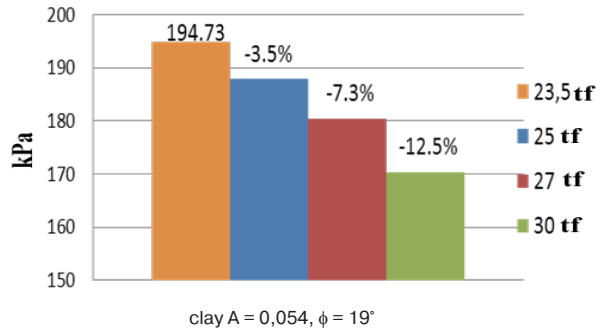
elements of the sliding surfaces. Some area elements of the sliding surfaces can be formed in the soil environment and under loads not exceeding the limit ones, but they do not cause deformation of the soil body. Only under loads not lower than the limit ones, groups of area elements are formed. They represent





Pic. 10. Change of limit stresses depending on level of vibrations (loamy soil $\phi = 20^\circ$, $A = 0,019$ MPa, flow index of soil $0 \leq J \leq 0,25$).

Pic. 11. Change of minimum limit stresses depending on values of axle loads.



surfaces, over which shear deformation of the soil mass occurs.

Using the algorithms [11], the finite difference method is used to integrate the equations of characteristics and differential relations according to the program specially developed by JSC VNIKTI specialists.

Calculations were carried out for the embankment composed of clay soils.

Pic. 6 and Table 4 show the geometrical parameters of the railway embankment cross section, the volumetric characteristics of soils and relevant coefficients for decrease in the strength characteristics of soils.

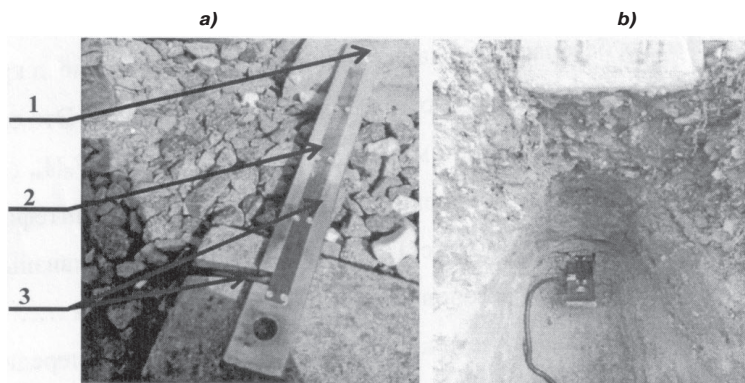
Calculations of bearing capacity of the roadbed are carried out for:

- 3,1 m height embankment with geometrical parameters which are determined by direct geometrical measurement along the section of installation of measuring instruments;

- roadbed composed of clay soils;
- for levels of MSRБ vibrations observed due to the impact of freight cars with different axle loading while wheels rolling on rails without irregularities on the rolling surface;

- for the case of change in soil moisture with flow index changing from $J < 0,25$ to $0,25 < J < 0,5$.

As a result of experimental studies of vibration effects on the track superstructure elements, it has been established that with increasing axle loads on the wheel, the vibrations also have the tendency to increase. At the same time, the higher the running



Pic. 12. Overview of the device for measurements of pressure values in the main site of the roadbed: a) a plate with a fixed load cell; b) device with load cells installed in the subgrade.

Table 5

Stress measured in the main site of the roadbed during the run of the locomotive 2TE116

Speed, km/h	11.05.2017	12.05.2017	Decrease, %
40	71,65	67,03	6,4
50	73,25	67,66	7,5
80	76,58	72,00	5,9
90	81,80	75,69	7,45

speed is, the higher are the acceleration levels. With the increase in axle loads from 23,5 to 30 tnf, the vibration levels in the subgrade varied from 40–48 μm to 57–84 μm . Distributions of normal stresses along the sliding lines (Pic. 7) and limit values of MSRB stresses for different levels of vibratory displacements (Pic. 8) are calculated for the embankment with the geometrical parameters shown in Pic. 6 and filled from clay with the angle of internal friction $\phi = 19^\circ$ and relative adhesion $A = 0,054 \text{ MPa}$.

Analysis of the design data showed that for clays with the considered physical and mechanical parameters at flow index $J < 0,25$, the stress levels, arising from freight wagons with axle loading of 30 tnf, have factor of safety for the bearing capacity of the embankment.

Calculations have been carried out for the limit stresses in the conditions of embankment made from clays and loams, as well as for the condition of soil moisture increase from $J < 0,25$ to $0,25 < J < 0,5$.

It is found that the subgrade bearing capacity depends essentially on the type of soil and its physical and mechanical properties.

When cars with axle loads of 30 tnf move along the embankment composed of clay, the minimum limit stress is 170,4 MPa, while at passing to loams the values of limit stresses decrease to 95,4 MPa. With the increase in the flow index from $J < 0,25$ to $0,25 < J < 0,5$, the bearing capacity subgrade soils decreases on the average by 15,4–16% for clays, and by 16,5–17% for loams (Pic. 9).

Calculations have been carried out for the case of high vibration effects on the MSRB, what is typical for impact interaction between wheels and rails in the areas of bolted joints, for metal flaking from the tread surfaces with excessive parameters, etc.

It is found that increase of vibration levels on the MSRB leads to 1,26–1,36 times decrease of the limit stresses levels, that is by 26–36% (Pic. 10).

Decrease of subgrade bearing capacity following change of axle load from 23,5 to 30 tnf due to increase of vibrational loading is 12,5–12,9% (Pic. 11).

Experimental studies

To verify the results of computer simulation, experimental measurements of subgrade stresses were carried out at JSC VNIKTI testing site (Golutvin–Ozery section of Moscow Railway). The track superstructure included: R65 rails, reinforced-concrete sleepers, KB-65 fastenings, 0,3 m thick sand cushion, loam soil roadbed.

Analysis of stresses in the MSRB was performed using KDE-200KPA load cells (Japan). To provide the possibility of fast installation of the load cells under the track panel on the subgrade, the specialists of JSC VNIKTI developed a new design device. The overview of the device is shown in Pic. 12.

There are some certain difficulties with experimental roadbed stress determination caused by placing the earth pressure cell into the roadbed. This process causes the disturbance of the ground base solidity and the distortions in the field of forces created by the acting loads.

It determined the demand to develop advanced way of measuring stresses in a railway track roadbed. The device for measuring subgrade stresses consists of an earth pressure cell and a bearing plate (Pic. 12). The elastic membrane is placed in an upward position and contacts the ground while conducting measurements.

Inside the plate there is cable trunking 3 for wiring from measuring devices to the earth pressure cell. Calibration test of the earth pressure cell was conducted by incremental loading of the working membrane within regular intervals by a distributed load ranged from 0 to 200 kPa with an increment of 20 kPa.

The design of the earth pressure cell allows its installation without disturbing the solidity of the ground base on the roadbed under the sleeper base disposing an active zone under the rail on the depth 1 m below the ballast layer.

Approbation of the given device was conducted on a test running line Golutvin–Ozery. The earth pressure cell with a plate was placed below a sleeper





Table 6

Experimental stress in the main site of the roadbed due to freight cars with axial loads up to 30 tnf

Measurement No.	Speed, km/h	Car, 23,5 tnf		Car, 25 tnf		Car, 30 tnf	
		Bogie No. 1	Bogie No. 2	Bogie No. 1	Bogie No. 2	Bogie No. 1	Bogie No. 2
1	40	59,218	53,673	49,223	52,509	66,132	67,433
3	60	54,357	55,115	47,306	56,690	63,736	71,335
5	80	52,167	59,428	54,768	63,805	62,778	76,128
7	90	58,196	59,810	69,418	65,653	67,022	79,961
9	90	55,8	62,577	71,267	63,531	65,653	79,071
11	90	55,594	64,426	70,308	63,189	61,682	77,565
13	80	57,237	61,208	36,010	68,118	61,477	78,592
15	80	50,866	53,193	48,264	62,998	61,956	75,443
17	5	46,005	47,511	47,511	47,648	57,917	59,697
19	60	54,015	54,357	57,027	39,228	60,587	63,325

base under ballast aggregates and the sub-ballast at a depth of 650 mm. In the lateral direction the earth pressure cell was installed under a rail.

Measurements were carried out with a freight locomotive TE116 operating at speeds from 20 to 90 km/h. Measurements were carried out within two days. Results are presented in Table 5.

The analysis of measurements results showed:

- While the rolling stock passing over the measuring cross-section was increasing there was an average stress decrease of about 6–7,5% that can be explained by the deformation locally compacted ground areas formed during the location of plates with fixed earth pressure cell into the subgrade;

- Stress levels were close to the estimated values;
- With an increase in traffic speeds there was an increase in stress levels in the MSRB.

The next step was determination of the MSRB stress under the impact of freight cars (of a serial one with a bogie 18–100 and of a coal hopper with axial loads 23,5, 25 and 30 tnf). Results of measurements are presented in Table 6.

The presented results of the measured MSRB stress were obtained during the test train run in the direction Golutvin–Ozery for the case when bogies No. 2 were the first in the direction of travel. The comparative analysis of estimated values (Table 2) and experimental data showed:

- The discrepancy between estimated values and experimental data of the MSRB stress measured do not exceed 15%;

- Subgrade stresses under the impact of rolling stock wheels have 10 %-spread in values; it can be explained by the vibration of sprung parts of a rolling stock and different values of the vertical loads acting on a track area where earth pressure cell was installed.

Conclusions and suggestions

1. The accomplished theoretical research based on a finite-element model of the stress state of a roadbed of a railway embankment under the impact of freight cars with axial loads up to 30 tnf showed:

- Levels of MSRB stresses are monotonically increasing with the increase in axial loads and speeds: in accordance with the design data with maximum possible forces – by 16–24%, in accordance with the experimentally measured data – by 20–21%;

- Levels of MSRB stresses are influenced by the thickness of ballast and sub-ballast layers, their proportions and elastic characteristics – ballast and

sub-ballast layer elasticity modulus. The values of stress can differ by 30–40 %;

- For the most widespread type of soil, which is loam soil, vibration effect levels, created by freight cars with axial loads of 30 tnf and the thickness of ballast layer of 0,5 m and sub-ballast layer of 0,2 m, MSRB stress levels are 77,6 kPa and do not exceed rated values 80 kPa at speeds up to 90 km/h.

2. The executed numerical calculations of the roadbed bearing capacity according to the Coulomb’s wedge theory showed:

- Limit stress values depend on mechanical-and-physical properties of soils comprising an embankment, its geometrical parameters (height, slope angle values, etc.), moisture, vibration effect levels;

- The increase in vibration effect levels from 60 to 250 um (characteristic of impact interaction with defects on wheel threads or running surfaces of rails) reduces the bearing capacity of embankment by 26–32 %;

- The increase in soil moisture from $J < 0,25$ to $0,25 < J < 0,5$ reduces the embankment bearing capacity by 15–17 %;

- The increase in axial loads from 23,5 to 30 tnf reduces soil bearing capacity due to the average increase in vibration effect levels by 12,5–12,9 %.

3. The comparative analysis of MSRB design stresses based on vertical forces mean values has shown good convergence of estimated and experimental data. The divergence did not exceed 15 %.

4. Making of a decision whether to introduce freight cars with axial loads 27 and 30 tnf or not requires solving of additional problems:

- To determine effects of increased axial loads on stability of railway embankments on weak subgrade;

- To define the development rate of cumulated residual deformation within the active areas of the roadbed under the effect of increased axial loads taking into account high-plasticity of soils in section with poor drain systems, in frost-melting period and water saturation.

REFERENCES

1. Yakovleva, T. G., Karpushchenko, N. I., Klinov, S. I., Putrya, N. N., Smirnov, M. P. Railway track [Zheleznodorozhnyj put’]. Ed. by T. G. Yakovleva. Moscow, Transport publ., 1999, 405 p.
 2. Prokudin, I. V. Deformation of old clayey ground railway embankments because of high-speed running

[Deformacii staryh zheleznodorozhnyh nasypej iz glinistyh gruntov pri skorostnom dvizhenii poezdov]. Vestnik VNIIZhT, 1979, Iss. 6, pp. 38–41.

3. Ivanov, A. G. Research analysis of operational aspects of track sections of heavy-haul lines. Ph.D. (Eng) thesis [Issledovanie osobennostej raboty puti na uchastkah obrashhenija tjazhelo-vesnyh poezdov: dis... kand. tehn. nauk]. Dnepropetrovsk, 1984, pp. 5–30.

4. Shakhunyan, G. M., Yakovleva, T. G. Integral estimation of railway embankment dynamic condition [Integral'naja ocenka dinamicheskogo sostojanija zheleznodorozhnyh nasypej]. Trudy MIIT, No. 667: Voprosy puti putevogo hozhajstva. Moscow, MIIT publ., 1980, pp. 3–17.

5. Yakovleva, T. G. Prediction of railway embankments deformability taking into account their dynamic condition [Prognozirovanie deformiruемости zheleznodorozhnyh nasypej s uchetom ih dinamicheskogo sostojanija]. Roadbed and railway geotechnical engineering: Interacademic collection of research papers. Dnepropetrovsk, DIIT publ., 1983, pp. 11–18.

6. Blazhko, L. S. Design and engineering estimation of railway structure enforcement on railway lines with axial loads up to 300 kN. D.Sc. (Eng) thesis [Tehniko-tehnologicheskaja ocenka usilenija konstrukcii puti na uchastkah obrashhenija podvizhnogo sostava s osevnymi nagruzkami do 300 kN: dis... d-ra tehn. nauk]. St. Petersburg, 2003, 331 p.

7. Berestyany, Yu. B. Strength of high loamy soil railway embankments under impact of rolling stock with increased axial loads and loads per unit length under conditions of Far East Railway. Ph.D. (Eng) thesis [Prochnost' vysokih zheleznodorozhnyh nasypej iz glinistyh gruntov pri vozdejstvii poezdov s povyshennymi osevnymi i pogonnymi nagruzkami v uslovijah Dal'nevostochnoj zh.d.: dis... kand. tehn. nauk]. Leningrad, 1990, 232 p.

8. Morozova, A. A. Ballast subgrade load bearing capacity on railway lines with axial loads up to 300 kN. Ph.D. (Eng) thesis 05.22.06. [Nesushhaja sposobnost' podshpal'nogo osnovanija zheleznodorozhnogo puti na uchastkah obrashhenija poezdov s osevnymi nagruzkami do 300 kN: dis... kand. tehn. nauk 05.22.06]. St. Petersburg, PGUPS publ., 2014, 184 p.

9. Naumov, V. V. Providing railway embankment operational capability on railway track sections with increased axial loads. Ph.D. (Eng) thesis 05.22.06 [Obespechenie rabotosposobnosti zheleznodorozhnyh nasypej na uchastkah obrashhenija poezdov s povyshennymi osevnymi nagruzkami: dis... kand. tehn. nauk 05.22.06]. Moscow, MGUPS publ., 2013, 164 p.

10. Verigo, M. F. Calculation method of roadbed deformations under impact of dynamic loads [Metod rascheta deformacij zemljanogo polotna pri dejstvii na nego dinamicheskikh nagruzk]. Vestnik VNIIZhT, 1988, Iss. 5, pp. 41–45.

11. Prokudin, I. V. Strength and stress-strain behavior of clayey ground railway roadbeds under impact of vibrodynamic loads. D.Sc. (Eng) thesis 05.22.06

[Prochnost' i deformativnost' zheleznodorozhnogo zemljanogo polotna iz glinistyh gruntov, vosprinjimajushhikh vibrodinamicheskiju nagruzku: dis... d-ra tehn. nauk 05.22.06]. Leningrad, LIIZhT publ., 1982, 455 p.

12. Stojanovich, G. M. Strength and stress-strain behavior of railway roadbed under increased vibrodynamic loads in elastic plastic operational stage of soils [Prochnost' i deformativnost' zheleznodorozhnogo zemljanogo polotna pri povyshennoj vibrodinamicheskoi nagruzke v uprugoplasticheskoj stadii raboty gruntov]. Khabarovsk, DVGUPS publ., 2002, 360 p.

13. Kossov, V. S. Results of experimental and theoretical research on impact of rolling stock on the track in prospective service conditions [Rezultaty eksperimental'nyh i teoreticheskikh issledovanij vozdejstvija podvizhnogo sostava na put' v perspektivnyh uslovijah ekspluatacii]. B'ulleten' Ob'edinennogo uchenogo soveta OAO «RZhD», 2013, Iss. 5, pp. 27–36.

14. Lapidus, L. S. Railway subgrade bearing capacity [Nesushhaja sposobnost' osnovnoj ploshadki zheleznodorozhnogo zemljanogo polotna]. Moscow, Transport publ., 1978, 125 p.

15. Krasnov O. G., Astanin N. N. Influence of impact forces on the strength characteristics of the railway roadbed [Vlijanie udarnykh sil na prochnostnye karakteristiki zheleznodorozhnogo zemljanogo polotna]. Vestnik VNIIZhT, 2017, Iss. 2, pp. 85–93.

16. Kolos, A. F., Nikolaytist, D. S., Morozova, A. A. Estimation of ballast aggregates sensitivity to vibrodynamic loads [Ocenka chuvstvitel'nosti putevogo shhebnya k dejstvuju vibrodinamicheskoi nagruzki]. Proceedings of 10th scientific and technical international conference «Modern issues of railway track engineering, construction and operation» (Proceedings devoted to the 100 anniversary of prof. Shakhunyan G. M.). Moscow, MIIT publ., 2013, pp. 164–166.

17. Complex comparative studies of effect on infrastructure of cars with axial loads up to 30 tnf in sections Golutvin–Ozery of Moscow Railway: Research report No. I-06–17 [Kompleksnye sravnitel'nye issledovanija vozdejstvija na infrastrukturu vagonov s osevoj nagruzkoi do 30 ts na uchastkah Golutvin–Ozery Moskovskoj zh.d.: otchet o NIR № I-06–17]. Kolomna, JSC VNIKTI, 2017, 111 p.

18. Kaya, M., Jernigan, R., Runesson, K., Sture, S. Reproducibility and conventional triaxial tests on ballast material. Technical Report, Department of Civil Environmental and Architectural Engineering, University of Colorado at Boulder, Boulder, Colorado, USA, 1997, Report No. 1, 43 p.; Report No. 2, 40 p.

19. Indraratna B., et al. Shear behaviour of railway ballast based on large-scale triaxial tests. Journal of Geotechn. and Geoenvironmental Engn, ASCE. May 1998, pp. 439–449.

20. Lackenby J., Indraratna B., et al. Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading. Geotechnique, 57, 2007, Iss. 6, pp. 527–536. ●

Information about the authors:

Kossov, Valery S. – D.Sc. (Eng), professor, director general of JSC Research and Design-Technological Institute of Rolling Stock (JSC VNIKTI), Kolomna, Russia, vnikti@ptl-kolomna.ru.

Krasnov, Oleg G. – Ph.D. (Eng), head of department of track and special rolling stock of JSC Research and Design-Technological Institute of Rolling Stock (JSC VNIKTI), Kolomna, Russia, vnikti@ptl-kolomna.ru.

Protopopov, Andrey L. – senior researcher of Department of dynamics and strength of rolling stock and track infrastructure of JSC Research and Design-Technological Institute of Rolling Stock (JSC VNIKTI), Kolomna, Russia, vnikti@ptl-kolomna.ru.

Article received 01.08.2017, accepted 29.08.2017.

The R&D work has been accomplished within the project of the Russian Fundamental Research Fund 17–20–01088.

