

ВЛИЯНИЕ СИСТЕМ БЕСПОЛОСТНОГО ДРЕНАЖА НА НЕСУЩУЮ СПОСОБНОСТЬ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Пономарев А. Б., Конюшков В. В., Лушников В. В., Кириллов В. М.

IMPACT OF NON-CAVITY DRAINAGE SYSTEMS ON THE BEARING CAPACITY OF THE ROADBED

Ponomarev A. B., Konyushkov V. V., Lushnikov V. V., Kirillov V. M.

Аннотация

Введение. Системы водоотведения на железнодорожном транспорте должны обеспечивать осушение верхнего слоя грунтов под путями. Подкюветный дренаж эффективен в грунтах с хорошим коэффициентом фильтрации. В слабопроницаемых грунтах его устройство нерационально, так как дальность его действия не позволяет снизить влажность на всем участке от кювета до рельсов. Рассмотрена новая система бесполостного дренажа, устраиваемая непосредственно под рельсами, на основной площадке земляного полотна. Система в поперечном разрезе выполнена в виде двух бесполостных дренажей прямоугольного поперечного сечения, расстояние между осями которых равно ширине рельсовой колеи. **Методы.** Для анализа эффективности водоотведения применен аналитический метод. Используются апробированные формулы, на основе которых получены оригинальные решения для расчета времени формирования и стабилизации кривой депрессии. Оценка изменения прочности грунтов проведена по закрепленной в строительных нормах методике. **Результаты.** Определено для конкретных размеров дренажной системы время осушения до уровней 0,6 и 1 м от дна дренажа. Доказано, что время осушения до заданных значений от ввода дренажа в строй до достижения стабильного положения кривой депрессии не превышает 12 суток в самых неблагоприятных условиях, при постоянной инфильтрации 15 мм/сут. Показано, каким образом можно прогнозировать изменение несущей способности земляного полотна, используя данные об изменении его влажности. **Заключение.** Системы бесполостного дренажа в слабопроницаемых грунтах значительно увеличивают несущую способность земляного полотна при использовании их в подрельсовой зоне.

Ключевые слова: бесполостный дренаж, гидрологический расчет, деформация грунтов, слабопроницаемые грунты, земляное полотно, расчетное сопротивление грунтов.

Abstract

Introduction. Railway drainage systems should provide the drainage of the topsoil under the tracks. Subdrainage is efficient in soils with a good filtration coefficient. In poorly permeable soils, it is not so efficient since its range is not enough to reduce the moisture content in the entire area from the drain to the trackway. The paper addresses a new system of non-cavity drainage constructed directly under the rails at the main site of the roadbed. In cross-section, it is represented by two rectangular non-cavity drains. The distance between their axes is equal to the width of the rail track. **Methods.** To analyze drainage efficiency, the authors applied an analytical method. They used accepted equations, based on which original solutions to calculate the time of depression curve formation and stabilization were obtained. Changes in the soil strength were evaluated using the method established in building regulations. **Results.** The authors determined the time of drainage to levels of 0.6 and 1 m from the bottom of the drain for a drainage system of specific dimensions. It was proved that the time of drainage to the set levels (from putting drains into operation until depression curve stabilization) does not exceed 12 days even under the most adverse conditions, with constant infiltration of 15 mm/day. It is shown how to predict changes in the bearing capacity of the roadbed using data on changes in its moisture content. **Conclusion.** Non-cavity drainage systems in poorly permeable soils significantly increase the bearing capacity of the roadbed when used in the under-rail zone.

Keywords: non-cavity drainage, hydrological design, soil deformation, poorly permeable soils, roadbed, estimated soil resistance.

Введение

Своевременный водоотвод позволяет поддерживать низкую влажность грунтов основной площадки земляного полотна, что особенно важно в слабопроницаемых глинистых грунтах

[2, 3, 7]. Снижение влажности в глинистых грунтах ограничивает морозное пучение, а также приводит к увеличению расчетного сопротивления грунта основной площадки земляного полотна. Традиционно при необходимости отвода грун-

товых вод используются подкюветные дренажи мелкого заложения трубчатого типа. В отдельных случаях, обычно при дефектах земляного полотна, таких как балластные мешки и гнезда, могут использоваться поперечные скважины-выпуски с трубами или же поперечные дренажные прорези [3]. На рис. 1 приведена конструкция железнодорожного пути с его основными элементами.

Расчеты показывают [7], что дальность действия подкюветного дренажа в слабоводопроницаемых грунтах недостаточна для осушения подрельсовой зоны. Кривая депрессии в таких грунтах при определенной интенсивности осадков не достигает стабильного расчетного положения.

Поэтому для слабоводопроницаемых грунтов остается рассчитывать только на сток гравитационной воды по поверхности раздела балласта или защитного слоя и грунта земляного полотна в кювет. Этот сток может быть затруднен, так как поверхность раздела не может быть идеально гладкой, а балласт или защитный слой со временем загрязняется мелкими частицами продукта истирания балласта и элементами выветривания сыпучих грузов. Из-за этого становится весьма вероятным постоянное или временное переувлажнение слабоводопроницаемых грунтов основной площадки земляного полотна. Приток поверхностных вод рассматривался в работах различных авторов [5, 8, 16].

Для решения этой проблемы учеными ПГУПС [1, 18] предложено использовать системы бесполостного дренажа, находящиеся непосредственно под рельсами, в виде продольных прорезей различного поперечного сечения, заполняемых щебнем. Дренажная прорезь имеет небольшой

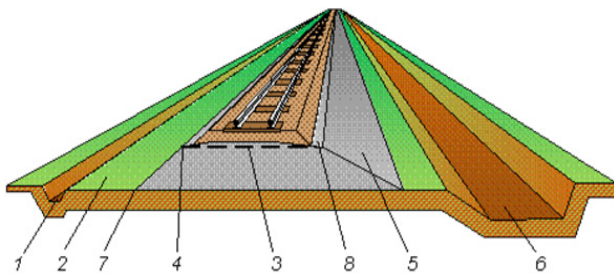


Рис. 1. Конструкция железнодорожного пути:

- 1 — водоотводная канава (подкюветный дренаж);
- 2 — земляная берма; 3 — основная площадка; 4 — бровка земляного полотна; 5 — откос; 6 — резерв; 7 — основание (подошва) насыпи; 8 — обочина

радиус влияния, но при таком расположении осушает именно ту часть грунта, которая воспринимает основную нагрузку. Таким образом, общая несущая способность земляного полотна значительно увеличивается.

Методы и материалы

Исследование было выполнено аналитическим методом. Ранее была произведена оценка эффективности действия дренажа в слабоводопроницаемых грунтах [7]. Грунты этого типа поддерживаются во влажном состоянии из-за инфильтрации атмосферных осадков. Дренаж должен обеспечить положение грунтовых вод на уровне нормы осушения, то есть на заданной глубине. Принятая схема предполагает две фазы трансформации кривой депрессии. В первой фазе происходит формирование кривой депрессии. При этом максимальный напор над дренажной траншеей сохраняет исходное значение H_1 . Во второй фазе понижается центральный участок кривой депрессии до тех пор, пока она не займет стабильное во времени положение для заданной интенсивности инфильтрации. Максимальный напор понижается до значения H_2 , которое соответствует норме осушения (рис. 2). Основные параметры дренажа, которые влияют на координаты кривой депрессии, это его глубина и местоположение. Из внешних факторов важны коэффициент фильтрации грунта и интенсивность выпадения атмосферных осадков.

При расчетах используются расчетные зависимости, основанные на формуле Дюпюи с поправкой на инфильтрацию с поверхности. Дальность действия дренажа с учетом инфильтрации осадков составляет

$$L = 2 \sqrt{\frac{K \cdot t_1 (H_1^2 - h_1^2)}{2\delta(1-\varphi)(H_1 - h_1) + \omega_{\text{н}} t_1}}, \quad (1)$$

где K — коэффициент фильтрации грунтов, м/сут; t_1 — продолжительность первой фазы стабилизации кривой депрессии; h_1 — высота границы «высачивания» воды на стенке дренажной траншеи над дренажной траншеей (дном траншеи) в конце периода t_1 , м; δ — коэффициент водоотдачи; φ — коэффициент формы кривой депрессии; для эллипса $\varphi = \pi/4 = 0,78$, для параболы $\varphi \approx 0,6-0,7$; $\omega_{\text{н}}$ — расчетная интенсивность инфильтрации осадков к грунтовым водам (приточность), м/сут.

Эта формула получена с использованием уравнения водного баланса. Также используется

предположение о форме кривой депрессии, которая, как правило, близка к эллипсу.

Для второй фазы уравнение водного баланса представляется в виде:

$$K \frac{H_c^2 - h_c^2}{L} t_2 = L \cdot \omega_{и} \cdot t_2 + \delta \cdot F_2, \quad (2)$$

где $H_c = 0,5(H_1 + H_2)$ — средний напор воды за период t_2 , м; $h_c = 0,5(h_1 + h_2)$ — средняя за период t_2 высота границы «высачивания» воды на стенке дренажной траншеи над дренай (дном траншеи), м; F_2 — площадь зоны осушения грунтов при понижении кривой депрессии во вторую фазу, м².

В этом уравнении используется предположение о том, что процесс понижения кривой депрессии идет равномерно замедляясь.

Зависимости такого вида дают связь между тремя параметрами, которые интересуют нас в контексте темы статьи: дальностью действия дрены L , временем осушения $T = t_1 + t_2$ и глубиной водопонижения $h_d = H_1 - H_2$.

Сделаем некоторые расчеты, на основании которых далее оценим изменение несущей способности основания.

Примем, что в водонасыщенном слабоводопроницаемом грунте устраиваются две бесполостные дрены шириной 30 см (средняя ширина режущей цепи узкотраншейного экскаватора) на расстоянии 1,5 м друг от друга. Глубину дрен примем равной 1,6 м. Глубиной воды в дрене

пренебрежем, так как пропускная способность ее велика по сравнению с притоком.

В этом случае расстояние между дренами составит 1,2 м. Необходимая дальность действия дрены L будет равна 0,6 м. H_1 будет равно глубине дрены, то есть 1,6 м.

В этом случае, согласно методике, изложенной в статье [7], сначала следует найти глубину h_1 методом подбора по формуле

$$h_1 \approx \frac{H_1^2 - h_1^2}{L}. \quad (3)$$

Получаем $h_1 = 1$ м.

Аналогично согласно [7] можно найти и h_2 , подставляя вместо H_1 и h_1 соответственно H_2 и h_2 .

H_2 не задано изначально, примем два значения: 1 и 0,6 м. То есть понижение кривой депрессии на 0,6 и 1 м от начального уровня соответственно.

При H_2 равном 1 м получаем $h_2 = 0,74$. При H_2 , равном 0,6 м, получаем $h_2 = 0,53$.

Возьмем два значения коэффициента фильтрации грунта: $K = 0,01$ и $K = 0,1$ м/сут.

Также примем несколько различных значений интенсивности инфильтрации и результаты расчета времени понижения согласно методике [7] сведем в табл. 1

Из табл. 1 видно, что при любой принятой интенсивности выпадения атмосферных осадков происходит полная стабилизация кривой депрессии.

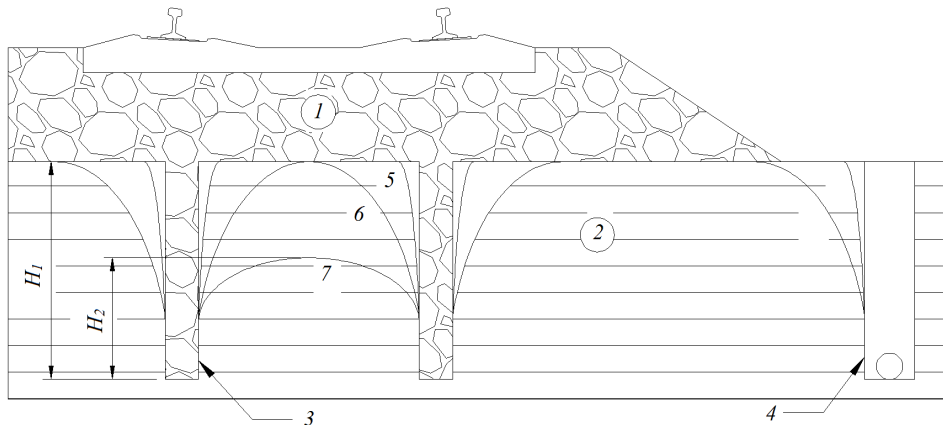


Рис. 2. Неустановившаяся фильтрация в период «стабилизации» кривой депрессии: 1 — щебень; 2 — слабоводопроницаемый грунт; 3 — прорезь бесполостного дренажа; 4 — трубчатый дренаж за пределами балластной призмы; 5 — положение кривой депрессии на момент окончания первой фазы периода «стабилизации»; 6 — частное положение кривой депрессии во время второй фазы стабилизации, в момент смыкания ветвей от каждой дренажной прорези; 7 — положение кривой депрессии после окончания второго периода «стабилизации»

Таблица 1
Время полной стабилизации кривой депрессии

$\omega_{и}$, мм/сут	H_2 , м	t_1 , сут	t_2 , сут	T , сут
$K = 0,01$ м/сут				
0	1	0,05	0,6	0,65
6	1	0,05	0,79	0,84
15	1	0,05	1,44	1,49
0	0,6	0,05	1,52	1,57
6	0,6	0,05	2,33	2,38
15	0,6	0,05	11,25	11,30
$K = 0,1$ м/сут				
0	1	0,005	0,06	0,07
6	1	0,005	0,06	0,07
15	1	0,005	0,06	0,07
0	0,6	0,005	0,15	0,16
6	0,6	0,005	0,16	0,17
15	0,6	0,005	0,17	0,18

Даже в самых неблагоприятных условиях при коэффициенте фильтрации 0,01 м/сут и интенсивности осадков 15 мм/сут через 11,30 суток уровень грунтовых вод понизится на 1 м относительно верхней границы массива. Сразу отметим, что ситуация, когда атмосферные осадки выпадают непрерывно в течение 11 суток, практически невозможна. Таким образом, можно заключить, что дренаж с указанными выше параметрами абсолютно надежно понижает уровень грунтовых вод на 1 м.

Также необходимо отметить, что понижение уровня воды в теле насыпи будет сопровождаться вертикальной деформацией, которую можно рассчитать по формуле [4, 10, 17]

$$S = \Delta\gamma \cdot h_i / 2E_0, \quad (4)$$

где $\Delta\gamma = \gamma - \gamma_{sb}$ — удельный вес грунта за вычетом удельного веса грунта с учетом взвешивающего веса воды, кН/м³; $\gamma_{sb} = \gamma - \gamma_w$ — удельный вес грунта с учетом взвешивающего эффекта воды, кН/м³; $\gamma_w = 10$ — удельный вес воды, кН/м³; h_i — величина водопонижения, м; E_0 — модуль общей деформации грунта в зоне депрессионной кривой, кПа.

Рассчитав деформацию производят водопонижение и ведут геодезический мониторинг деформаций грунтов основания. Состояние грунтов основания, при котором фактическая деформация по результатам измерений приблизительно равна расчетному значению, или развития деформаций с течением времени вообще не происходит, можно оценивать как стабилизированное. Это означает, что деформации далее не будут происходить, либо будут иметь небольшие значения и носить длительный характер во времени при условии надлежащего содержания железнодорожного пути, в том числе и водоотводе атмосферных и поверхностных вод через системы открытых дренажей вдоль насыпи.

После выполнения мероприятий по водопонижению и перед устройством балластной призмы и рельсошпальной решетки необходимо проверить выполнение условия надежной работы грунтов основания на эксплуатационный период, которое определяется по формуле [6]

$$R > P, \quad (5)$$

где R — расчетное сопротивление грунтов основания, кПа; определяется по требованиям СП 22.13330.2016; P — давление от веса насыпи, веса верхнего строения пути и вес подвижного

Таблица 2
Значения расчетного сопротивления песков в зависимости от крупности, коэффициента водонасыщения и плотности сложения [6]

Крупность и коэффициент водонасыщения песков (Sr)	Значение расчетного сопротивления в зависимости от плотности сложения (R , кПа)		
	Плотные	Средней плотности	Рыхлые
Крупные	600	500	Расчетное сопротивление менее 100 кПа. В качестве основания использовать не рекомендуется.
Средней крупности	500	400	
Мелкие:			Необходимы мероприятия по снижению влажности и уплотнению
маловлажные, влажные	400	300	
водонасыщенные	300	200	
Пылеватые:			
маловлажные	300	250	
влажные	200	150	
водонасыщенные	150	100	

состава с учетом динамики, кПа, определяется по требованиям СП 32-104–98.

Общеизвестно, что расчетное сопротивление грунта зависит от плотности сложения и влажности [6, 9, 11–15, 17]. Ниже приведены табл. 2, 3 по которым можно приблизительно определить расчетное сопротивление грунтов с учетом плотности сложения и водонасыщения (для песков по коэффициенту водонасыщения, $0 < Sr < 1$, для глинистых грунтов по показателю текучести, $I_L = 0 \dots 1$). При промежуточных значениях коэффициента водонасыщения и показателя текучести точное значение расчетного сопротивления можно определить с помощью интерполяции. При известных значениях плотности сложения и водонасыщения песчаных или глинистых грунтов основания можно легко определить расчетное сопротивление грунтов и сравнить его с давлением на основную площадку земляного полотна (от веса насыпи, веса верхнего строения пути и веса подвижного состава с учетом динамики). Если расчетное сопротивление грунтов меньше действующего давления, то необходимы дополнительные мероприятия по снижению влажности и уплотнению грунтов. Таким образом, выполняя водопонижение и водоотвод, можно обеспечить надежную работу грунтов основания на весь эксплуатационный период железнодорожного пути.

Результаты исследования и обсуждение

Согласно выполненным расчетам установлено, что использование бесполостного дренажа перед строительством железнодорожного пути можно значительно понизить влажность грунтов

и уплотнить их. Эти мероприятия позволяют без замены грунтов обеспечить требуемое расчетное сопротивление грунтов за счет системы водопонижения и водоотвода атмосферных осадков, поверхностных и подземных вод. При этом необходимо учитывать, что водопонижение будет вызывать деформации насыпи вследствие освобождения порового пространства и уплотнения грунтов от собственного веса. В связи с этим предлагается следующая последовательность работ по водопонижению:

- подготовка основной площадки земляного полотна;
- устройство бесполостного дренажа;
- водопонижение на заданную глубину;
- организация водоотводящих устройств;
- расчет осадки насыпи при водопонижении;
- сопоставление расчетной деформации насыпи с геодезическим мониторингом;
- стабилизация деформаций во времени;
- вычисление расчетного сопротивления грунта в основании насыпи с учетом фактических значений водонасыщения и плотности сложения;
- проверка выполнения условия, при котором расчетное сопротивление больше, чем давление от веса насыпи, верхнего строения пути и веса подвижного состава с динамикой;
- после выполнения всех вышеперечисленных мероприятий монтаж рельсошпальной решетки и прочих элементов железнодорожного пути;

Таблица 3

Значения расчетного сопротивления глинистых грунтов в зависимости от коэффициента пористости и показателя текучести [6]

Наименование глинистого грунта	Коэффициент пористости e	Значение расчетного сопротивления в зависимости от показателя текучести R , кПа		
		$I_L = 0$	$I_L = 1$	$I_L > 1$
Супеси	0,5	300	200	Расчетное сопротивление менее 100 кПа. В качестве основания использовать не рекомендуется. Необходимы мероприятия по снижению влажности и уплотнению
	0,7	250	150	
Суглинки	0,5	350	250	
	0,7	250	180	
	1,0	200	100	
Глины	0,5	600	400	
	0,6	500	300	
	0,8	300	200	
	1,1	250	100	

– ввод сооружения в работу и надлежащее содержание железнодорожного пути с отводом атмосферных, поверхностных и подземных вод на протяжении всего периода эксплуатации.

Заключение

Одним из основных условий обеспечения устойчивости и отсутствия значительных деформаций основания и откосов железнодорожных насыпей является надежный водоотвод атмосферных, поверхностных и подземных вод. Предлагаемое авторами статьи решение по водопонижению и водоотводу позволяет возводить насыпь на надежном консолидированном основании с обеспечением нормальной работы железнодорожного пути на весь эксплуатационный период. Перспективным направлением данного исследования является применение бесполостного дренажа в сложных инженерно-геологических и гидрогеологических условиях для объектов различного назначения: автомобильных и железных дорог, трубопроводов и других линейных объектов.

Литература

1. Блашко, Л. С., Штыков, В. И. и Черняев, Е. В. (2013). Бесполостный дренаж: опыт и перспективы. *Железнодорожный транспорт*, № 11, сс. 47–49.
2. Воробьев, А. В., Дергачев, Г. В. и Конюшков, В. В. (2016). Аналитические и численные методы учета переувлажнения грунтов земляного полотна. В: Труды XIII международной научно-технической конференции «Современные проблемы проектирования, строительства и эксплуатации железнодорожного пути», 31 марта – 1 апреля 2016. М.: МГУПС, сс. 79–83.
3. Дыдышко, П. И. (2014). Земляное полотно железнодорожного пути: справочник. М.: Интекст, 416 с.
4. Иванов, П. Л. (1991). Грунты и основания гидротехнических сооружений. *Механика грунтов*. 2-е изд. М.: Высшая школа, 447 с.
5. Игнатчик, В. С., Игнатчик, С. Ю., Кузнецова, Н. В. и Спиваков, М. А. (2019). Вероятностно-статистический метод оценки объемов сбросов сточных вод через ливневоспуски общесплавных систем водоотведения. *Вода и экология: проблемы и решения*, № 1 (77), сс. 23–29. DOI: 10.23968/2305-3488.2019.24.1.23-29.
6. Ильичев, В. А. и Мангушев, Р. А. (ред.) (2016). Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения. 2-е изд. М.: АСВ, 1040 с.
7. Канцибер, Ю. А., Штыков, В. И. и Пономарев, А. Б. (2017). Повышение эффективности осушения слабводопроницаемых грунтов земляного полотна железных дорог. *Известия ПГУПС*, Т. 14, № 1, сс. 43–51.
8. Кармазинов, Ф. В., Игнатчик, С. Ю., Кузнецова, Н. В., Кузнецов, П. Н. и Феськова, А. Я. (2018). Методы оценки расходов поверхностного стока. *Вода и экология: проблемы*

и решения, № 2 (74), сс. 17–24. DOI: 10.23968/2305-3488.2018.20.2.17-24.

9. Клиорина, Г. И. (2000). Дренажи в инженерной подготовке и благоустройстве территории застройки. СПб.: СПбГАСУ, 147 с.

10. Клиорина, Г. И. (2006). Дренаж территории застройки. СПб.: СПбГАСУ, 207 с.

11. Конюшков, В. В. (2017). Инженерная защита территорий от склоновых процессов с учетом природных условий и техногенных воздействий. *Вестник гражданских инженеров*, № 2 (61), сс. 137–142. DOI: 10.23968/1999-5571-2017-14-2-137-142.

12. Конюшков, В. В. и Владимирова, Е. И. (2017). Анализ и прогноз устойчивости склона в природном состоянии на строительный и эксплуатационный периоды. *Вестник гражданских инженеров*, № 6 (65), сс. 107–113. DOI: 10.23968/1999-5571-2017-14-6-107-113.

13. Конюшков, В. В. и Пятница, А. В. (2018). Численное моделирование вариантного проектирования инженерной защиты территорий от склоновых процессов. *Вестник гражданских инженеров*, № 2 (67), сс. 100–105. DOI: 10.23968/1999-5571-2018-15-2-100-105.

14. Конюшков, В. В., Веселов, А. А. и Кондратьева, Л. Н. (2017). Комплексный анализ результатов инженерных изысканий для проектирования, строительства и эксплуатации сооружений на территориях со склоновыми процессами. *Известия Томского политехнического университета. Инжиниринг георесурсов*, Т. 328, № 11, сс. 111–125.

15. Симановский, А. М. и Челнокова, В. А. (2017). Оценка гидрогеологических условий площадки строительства. СПб.: СПбГАСУ, 91 с.

16. Смольянинов, В. М., Овчинникова, Т. В., Ашихмина, Т. В. и Куприенко, П. С. (2019). Прогнозирование изменений гидролого-гидрогеологической обстановки в районе водозаборов на примере водоснабжения г. Воронежа. *Вода и экология: проблемы и решения*, № 2 (78), сс. 50–58. DOI: 10.23968/2305-3488.2019.24.2.50-58.

17. Фадеев, А. Б. (2004). Инженерная геология и гидрогеология. СПб.: СПбГАСУ, 142 с.

18. Штыков, В.И. (2014). Гидравлический расчет бесполостных дренажей трапецидального поперечного сечения, закладываемых с уклоном. *Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева*, Т. 274, сс. 14–21.

References

1. Blazhko, L. S., Shtykov, V. I. and Chernyaev, Ye. V. (2013). Non-cavity drainage: experience and prospects. *Railway Transport*, No. 11, pp. 47–49.
2. Vorobyov, A. V., Dergachev, G. V. and Konyushkov, V. V. (2016). Analytical and numerical methods for the accounting of waterlogged subgrade soils. In: Proceedings of the 13th International Scientific and Technical conference “Modern Problems of Railway Design, Construction and Operation”, March 31 – April 1, 2016. Moscow: Moscow State University of Railway Engineering, pp. 79–83.
3. Dydyshko, P. I. (2014). *Railway roadbed: reference book*. Moscow: Intekst, 416 p.

4. Ivanov, P. L. (1991). Soils and foundations of hydraulic structures. Soil mechanics. 2nd edition. Moscow: Vysshaya Shkola, 447 p.
5. Ignatchik, V. S., Ignatchik, S. Yu., Kuznetsova, N. V. and Spivakov, M. A. (2019). Probabilistic and statistical method for estimating the volume of waste water discharges through storm water outlets of combined sewerage systems. *Water and Ecology*, № 1 (77), pp. 23–29. DOI: 10.23968/2305-3488.2019.24.1.23-29.
6. Ilyichev, V. A. and Mangushev, R. A. (eds.) (2016). Geotechnical engineer's reference book. Bases, foundations, and underground structures. 2nd edition. Moscow: ASV, 1040 p.
7. Kantsiber, Yu. A., Shtikov, V. I. and Ponomarev, A. B. (2017). Effectiveness increase of low pervious soil drainage in railway foundation. *Proceedings of Petersburg Transport University*, Vol. 14, Issue 1, pp. 43–51.
8. Karmazinov, F. V., Ignatchik, S. Yu., Kuznetsova, N. V., Kuznetsov, P. N. and Fes'kova, A. Ya. (2018). Methods for calculating the surface run-off. *Water and Ecology*, No. 2 (74), pp. 17–24. DOI: 10.23968/2305-3488.2018.20.2.17-24.
9. Klorina, G. I. (2000). Development area preparation and landscaping: drainages. Saint Petersburg: Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, 147 p.
10. Klorina, G. I. (2006). Development area drainage. Saint Petersburg: Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, 207 p.
11. Konyushkov, V. V. (2017). Engineering protection of territories from slope shift processes taking into account natural conditions and technogenic loads. *Bulletin of Civil Engineers*, No. 2 (61), pp. 137–142. DOI: 10.23968/1999-5571-2017-14-2-137-142.
12. Konyushkov V. V. and Vladimirova, E. I. (2017). Analysis and forecasting of the slope stability in natural conditions for construction and operation periods. *Bulletin of Civil Engineers*, No. 6 (65), pp. 107–113. DOI: 10.23968/1999-5571-2017-14-6-107-113.
13. Konyushkov, V. V. and Pyatnitsa, A. V. (2018). Numerical simulation of the alternative design of territory engineering protection measures against landslide processes. *Bulletin of Civil Engineers*, No. 2 (67), pp. 100–105. DOI: 10.23968/1999-5571-2018-15-2-100-105.
14. Konyushkov, V. V., Veselov, A. A. and Kondratyeva, L. N. (2017). Comprehensive analysis of the results of engineering surveys for design, construction and exploitation of structures in the areas with landslide processes. *Bulletin of the Tomsk Polytechnic University. Geo Assets Engineering*, Vol. 328, No. 11, pp. 111–125.
15. Simanovsky, A. M. and Chelnokova, V. A. (2017). Assessment of hydrogeological conditions at the construction site. Saint Petersburg: Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, 91 p.
16. Smolyaninov, V. M., Ovchinnikova, T. V., Ashikhmina, T. V. and Kuprienko, P. S. (2019). Forecasting changes in hydrological and hydrogeological conditions in the water intake area through the example of water supply in Voronezh. *Water and Ecology*, No. 2 (78), pp. 50–58. DOI: 10.23968/2305-3488.2019.24.2.50-58.
17. Fadeyev, A. B. (2004). Engineering geology and hydrogeology. Saint Petersburg: Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, 142 p.
18. Shtykov, V.I. (2014). Hydraulic calculation of non-cavity drains of trapezoidal cross-section laid with a slope. *Izvestiya VNIIG im. B. Ye. Vedeneyeva*, Vol. 274, pp. 14–21.

Авторы

Пonomarev Андрей Борисович, канд. техн. наук, доцент

Петербургский государственный университет путей сообщения Императора Александра I, Санкт-Петербург, Россия

E-mail: pol1nom@yandex.ru

Конюшков Владимир Викторович, канд. техн. наук, доцент

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, Россия

E-mail: v.konyushkov@yandex.ru

Лушников Владимир Вениаминович

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, Россия

E-mail: lushnikov.v37@yandex.ru

Кириллов Владимир Михайлович, д-р техн. наук, профессор

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, Санкт-Петербург, Россия

E-mail: geotechnica@spbgasu.ru

Authors

Ponomarev Andrey Borisovich, PhD in Engineering, Associate Professor

Emperor Alexander I St.Petersburg State Transport University, St. Petersburg, Russia

E-mail: pol1nom@yandex.ru

Konyushkov Vladimir Viktorovich, PhD in Engineering, Associate Professor

Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, St. Petersburg, Russia

E-mail: v.konyushkov@yandex.ru

Lushnikov Vladimir Veniaminovich, Dr. of Engineering, Professor

Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, St. Petersburg, Russia

E-mail: lushnikov.v37@yandex.ru

Kirillov Vladimir Mihailovich, Dr. of Engineering, Professor

Saint Petersburg State University of Architecture and Civil Engineering, St. Petersburg, Russia

E-mail: geotechnica@spbgasu.ru