



УДК 614.8.(075.8)

СБОРНОЕ ПРОТИВООПОЛЗНЕВОЕ СООРУЖЕНИЕ И МЕТОДЫ ЕГО РАСЧЕТА

COLLAPSIBLE ПРОТИВООПОЛЗНЕВОЕ BUILDING
AND METHODS OF HIS CALCULATION**Сапунов Владлен Анатольевич**магистрант,
Центрально-азиатский университет
premstroy@mail.ru**Базанова Инна Амандыковна**доктор технических наук, профессор,
Казахская академия транспорта и коммуникаций
inna_bazanova@mail.ru**Тасмаганбетова Алма Хамидоллиновна**лектор,
Центрально-Азиатский университет
eskenova-a@mail.ru**Байнатов Жумабай Байнатович**доктор технических наук, профессор,
Центрально-Азиатский университет
bainatov_zh_b@mail.ru

Аннотация. В статье приводится описание новой конструкции облегченного противооползневого сооружения и методы его расчетов. Сооружение состоит из двух групп элементов – балок и стоек, образующих при монтаже треугольные ячейки. Расчет обоснованы длины консольной части балки при различных нагрузках. Рассмотрим расчет шарнирной балки с учетом отпора грунта. Расчет наклонной подпорной стены на сейсмические воздействия выполнены с учетом инерционной силы по теории Кулона и Рэнкина.

Ключевые слова: оползень, стержневая подпорная стена, теория Кулона и Рэнкина, сейсмика.

Sapunov Vladlen AnatolievichGraduate student,
Central Asian University
premstroy@mail.ru**Bazanova Inna Amandykovna**Doctor of Engineering, Professor,
Kazakh Academy
of Transport and Communications
inna_bazanova@mail.ru**Tasmaganbetova Alma Hamidolinovna**Lecturer,
Central Asian University
eskenova-a@mail.ru**Bynatov Zhumabai Bynatovich**Doctor of Engineering, Professor,
Central Asian University
bainatov_zh_b@mail.ru

Annotation. The article provides a description of the new construction of a lightweight anti-landslide structure and methods of its calculations. The structure consists of two groups of elements – beams and racks, forming triangular cells during installation. The calculation justified the length of the cantilever part of the beam at different loadings. Consider the calculation of the hinge beam, taking into account the resistance of the soil. The calculation of the inclined retaining wall for seismic effects was made taking into account the inertial force according to the Coulomb and Rankin theory.

Keywords: landslide, retaining wall, rod, Coulomb theory, seismic.

В практике проектирования и строительства автомобильных дорог в сложных инженерно-геологических условиях часто возникает необходимость обеспечивать устойчивость земляного полотна, используя инженерные удерживающие конструкции, например, конструкции из буронабивных свай, анкерные крепления, армогрунт, нагельные конструкции и др. Однако наиболее широко применяют монолитные и сборные подпорные стены.

Применительно к конкретным условиям конструктивные элементы подпорной стены во многом зависят от величины E активного или оползневое давления грунта, которое удерживающее сооружение должно нейтрализовать.

Если подпорную стену используют, чтобы обеспечить устойчивость откосов насыпей и выемок земляного полотна автомобильной дороги, а также устойчивость оползневых склонов, то в качестве E принимают расчетное значение оползневое давления, которое определяют, применяя соответствующие методы оценки устойчивости откосов и склонов. Чаще всего в отечественной дорожной практике устойчивость откосов оценивают с помощью метода круглоцилиндрических поверхностей скольжения, а устойчивость склонов – метода горизонтальных сил Маслова-Берера. Расчетное значение E оползневое давления в таких случаях

$$E = K_{уст} \sum H - \sum T, \quad (1)$$

где $K_{уст}$ – требуемый коэффициент запаса устойчивости; $\sum H$ – суммарные сдвигающие силы, действующие на участке от расчетной (или известной) точки отрыва оползневой массы до места расположения удерживающего сооружения; $\sum T$ – суммарные удерживающие силы, действующие на том же участке.



При этом ΣH и ΣT определяют исходя из предпосылок используемого метода.

В некоторых случаях величина E определяется лишь активным давлением на стену грунта засыпки с учетом внешней нагрузки q .

$$E = 0,5\gamma_1 H \cdot \left(H + 2 \frac{q}{\gamma_1} \right) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) + \frac{2c_1^2}{\gamma_1} - 2c_1 H \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right), \quad (2)$$

где γ_1 – удельный вес оползневых грунтов, Н/м³; H – высота подпорной стены, м; q – приведенная удельная поверхностная нагрузка, Н/м; φ_1 – угол внутреннего трения грунтов оползневого массива, град.; c_1 – сцепление грунтов оползневого массива. Па.

Для стен с наклонной задней гранью:

$$E = 0,5\gamma_1 H \cdot \left(H + 2 \frac{q}{\gamma_1} \right) \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) - c_1 \frac{\cos \varphi_1}{\cos^2 \left[45^\circ - 0,5 \cdot (\varphi_1 + \beta) \right]^2}, \quad (3)$$

где β – положительный угол наклона задней грани стены.

Размерность E и q – полосовая нагрузка на 1 м сооружения по его длине.

Точка приложения равнодействующей E зависит от положения центра тяжести результирующей эпюры давления и принята равной 1/3 высоты эпюры. Направление действия E соответствует углу наклона α поверхности скольжения, а с учетом наклона задней грани стены определяется углом $\alpha + \beta$. В случаях расчётов по методам круглоцилиндрических поверхностей скольжения и горизонтальных сил (или аналогичным) угол наклона вектора силы E определяется углом наклона поверхности скольжения в месте ее соприкосновения с удерживающим сооружением с учетом угла наклона задней грани подпорной стены β .

Не всегда с точки зрения экономичности и технологичности применения известных подпорных стен оправдано. Надо искать более облегченные и дешевые варианты конструкции подпорных стен.

Мы предлагаем для защиты от возможных небольших (до 20 тыс. м³) оползней простую и быстро монтируемую конструкцию с использованием местных материалов.

Противооползневое сооружение в виде подпорной стенки состоит из железобетонных двух консольных балок, с двумя овальными отверстиями, монолитных стоек периодического сечения, и доборных квадратных кольцевых блоков с двухсторонними коническими отверстиями. При сборке из этих элементов создается подпорная сквозная стенка, которая в плане образует многоячеистую треугольную структуру, а по высоте – рамный каркас, балки (ригели) которого расположены не регулярно по высоте и соединены с монолитными стойками в вертикальной плоскости жестко, а в горизонтальной – шарнирно (рис. 1).

При сборке одной треугольной ячейки необходимо совпадение отверстий, как минимум, двух смежных балок и квадратных блоков. В образуемый канал вставляется арматурный каркас с последующим бетонированием, чтобы получить монолитную железобетонную стойку периодического профиля. Таким же образом все балки устанавливаются и соединяются между собой и стойками. В результате образуется сквозное пространственное сооружение в виде подпорной стены. При монтаже каждая балка треугольной ячейки должна находиться строго в горизонтальной плоскости, при этом необходимый уровень по горизонтали обеспечивается доборными блоками имеющие такие же толщины, как сами балки [1].

Консольные части балки перераспределяют величины изгибающих моментов в пролете, что приводит к экономии арматуры. Например, при длине консоли $0,2L$, момент в середине балки уменьшается на 16 %.

Овальные отверстия в балках позволяют получать монолитную стойку периодического сечения и, частично, создают эффект защемления. В результате уменьшается угол поворота на опорах, т.е. значения прогиба снижаются, а также облегчают монтажную работу, т.к. возможное небольшое отклонение оси отверстий в плане никак не влияет на уменьшение площади сечения и обеспечивает расчетное положение арматурного каркаса стойки. Кроме того, овальные отверстия при монтаже позволяют стойкам наклоняться в сторону активного давления грунта.

Отверстия в железобетонных блоках с коническими уширениями образуя монолитную стойку, одновременно повышает прочность стоек на срез за счет увеличения площади сечения в зоне контакта и исключает возможные сдвиги балок по вертикали.

Квадратное сечение доборного блока (подушка) выбрано, чтобы создавать максимальное препятствие сдвигам грунтовой массы.

Как известно, основным фактором обеспечения устойчивости подпорной стены на опрокидывание и сдвиг является массивность, от того каждая треугольная ячейка заполняется крупными камнями или строительным мусором.



Для повышения устойчивости подпорной стены ее стойки погажены на общий ленточный фундамент заглубленный в грунт. Для повышения запаса устойчивости против сдвига подошва фундамента может быть запроектирована наклонной.

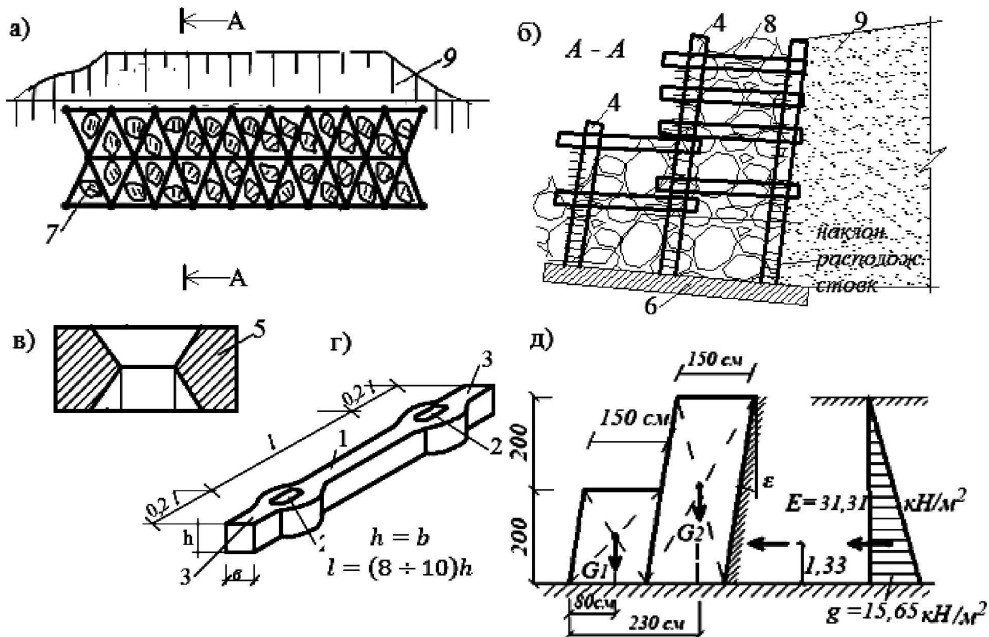


Рисунок 1 – Стержневое противооползневое сооружение:

- а – общий вид – план; б – разрез по А-А;
- в – железобетонный блок квадратного сечения с конусообразным отверстием;
- г – двухконсольная балка с овальными отверстиями; д – приведенная расчетная схема на устойчивость;
- 1 – балка; 2 – овальное отверстие; 3 – консоль балки; 4 – наклонная стойка; 5 – кольцевой блок;
- 6 – сплошной наклонный фундамент; 7 – треугольные ячейки; 8 – инертные материалы (заполнитель пустоты);
- 9 – грунтовый массив

При крутых склонах и легко намачиваемых просадочных грунтах подпорные стенки в плане могут быть многоступенчатыми как в поперечном, так и в продольном направлениях.

Длина консольной части балки определяется расчетом, допуская, что нагрузка распределена равномерно (собственный вес, давление грунта и т.д.) (рис. 2, а).

Вероятно, места опоры необходимо выбрать так, чтобы изгибающий момент в опорном сечении $M_{ОПОР}$ был равен изгибающему моменту в пролете $M_{ПР}$, т.е.

$$M_{ПР} = M_{ОПОР} \cdot A = B = \frac{ql}{2};$$

$$M_{ОПОР} = \frac{qx^2}{2}; M_{ПР} = \frac{ql^2}{8} - B \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right) = \frac{ql^2}{8} - \frac{ql}{2} \cdot \left(\frac{l}{2} - x\right). \quad (4)$$

Из уравнения равновесия изгибающих моментов следует: $\frac{x^2}{2} + \frac{l-x}{2} - \frac{l^2}{8} = 0$ или $x^2 + lx - \frac{l^2}{4} = 0$

Решение этого выражения дает корни: $x_1 = -1,207l$, т.е. за пределами конструкции; $x_2 = 0,207l \approx 0,2l$.

Если балка нагружена сложными нагрузками (давление грунта и инерционные воздействия или давления валунов), то сохраняется тот же условия $|M_{ОПОР}| = |M_{ПРОЛЕТ}|$.

Допустим дано: $g, l, P = 0,2gl$.

Найдем эти моменты (рис. 2, б):

$$\text{Реакции опор: } A = B = \frac{3}{2}P + \frac{ql^2}{2}, M_{ОП} = -Pa - \frac{qa^2}{2};$$

$$M_{max} = -P \frac{l}{2} - \frac{ql^2}{8} + A \frac{l-2a}{2} = -\frac{Pl}{2} - \frac{ql^2}{8} + \left(\frac{3}{2}P + \frac{ql}{2}\right) \cdot \frac{l-2a}{2} = \frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} - \frac{3Pa}{2} - \frac{qla}{2}.$$



По условию:

$$|M_{ОПОР}| = |M_{ПРОЛЕТ}|; Pa + \frac{ql^2}{2} = \frac{Pl}{4} + \frac{ql^2}{8} - \frac{3Pa}{2} - \frac{qla}{2} \text{ или } \frac{a^2}{l^2} + \left(\frac{5P}{ql} + 1\right) \cdot \frac{a}{l} - \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{2P}{ql} + 1\right) = 0.$$

Откуда:

$$\frac{a}{l} = \frac{1}{2} \left[-\left(\frac{5P}{ql} + 1\right) + \sqrt{\left(\frac{5P}{ql} + 1\right)^2 + \frac{2P}{ql} + 1} \right]. \tag{5}$$

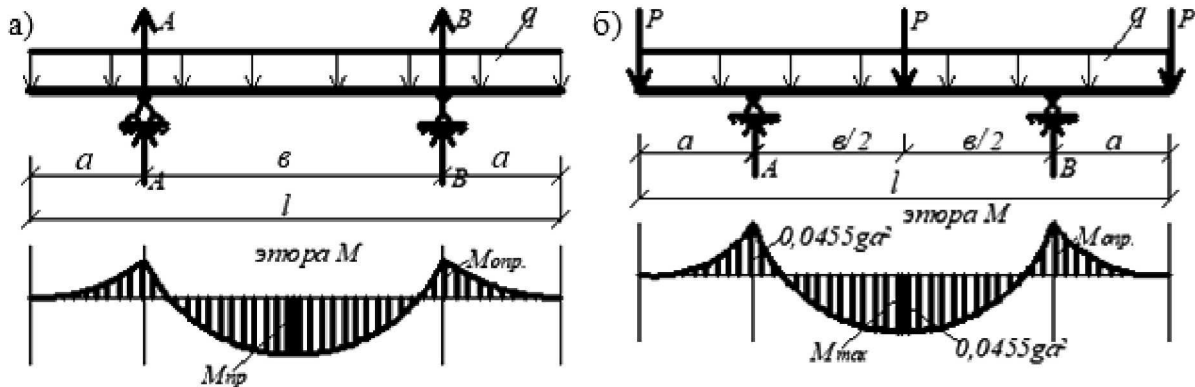


Рисунок 2 – Расчетные схемы для определения длины консолей:

а – простое нагружение (давление грунта); б – сложное нагружение с отдельными включениями в виде P

Знак минус перед радикалом отброшен, поскольку отношение a/l не может быть величиной отрицательной, так как $P/ql = 0,2$, то $a = \frac{\sqrt{5,4 - 2}}{2} l \approx 0,162l$, $l = l - 2a \approx l \cdot (1 - 0,324) = 0,676l$ и

$$A = B = \frac{3}{2} \cdot 0,2ql + \frac{ql}{2} = 0,8ql.$$

Основными элементами сооружения, воспринимающие давления грунта является шарнирно опертые стержневые балки. Определим несущую способность балки на действия динамических нагрузок.

При сейсмических воздействиях любая конструкция подвергается импульсивным (внезапным) нагружением, а если величина импульса, действующего на систему достаточно велика, то железобетонная конструкция рассчитывается по жестко-пластической расчетной схеме.

Отметим, что жестко-пластический метод впервые был предложен проф. А.А. Гвоздевым в 1943 году («Строительная промышленность», 1943, № 1). А.А. Гвоздев предполагал, что образовавшиеся в процессе деформации пластические шарниры не меняют свои положения до конца деформации, но это оказывается не совсем так. А.Р. Ржаницыным рассмотрена задача о внезапном нагружении балки некоторой нагрузкой и получена уравнение динамического равновесия в таком виде:

$$\int_0^l p \ddot{y} dx - \int_0^l m \ddot{y}^2 dx - \int_0^l M_* \ddot{y}'' dx = 0, \tag{6}$$

где p – внешняя нагрузка; m – погонная масса балки; M_* – предельный изгибающий момент в сечении балки. Две точки над буквой y означают, как обычно, дифференцирование по времени, а два штриха справа – дифференцирование по координате x .

А.Р. Ржаницын предлагает далее разыскивать возможную форму движения балки, воспользовавшись принципом Лагранжа, согласно которому [2]:

$$\int_{t_0}^t T dt = \max. \tag{7}$$

где T – кинетическая энергия движения:

$$T = \frac{1}{2} \int_0^l m \dot{y}^2 dx. \tag{8}$$



Пример

Предположим, что балка деформируется по закону трапеции, как показано на рисунке 3, т.е. примем $\eta = x/a$ при $x < a = 1$, при $a < x < l/2$.

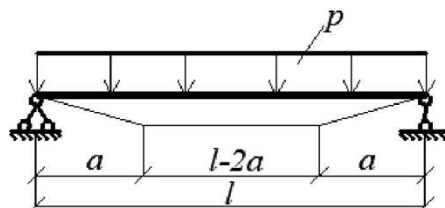


Рисунок 3 – Схема деформации балки с двумя пластическими шарнирами

В рассматриваемом случае интегралы (6) будут равны:

$$k = p \cdot (l - a), L = 2M_0/a, N = m \cdot \left(l - \frac{4}{3}a \right). \tag{9}$$

После некоторого преобразования имеем:

$$(k - L)^2 / N. \tag{10}$$

С учетом приведенных обозначений выражение (10) примет вид:

$$\frac{[p \cdot (l - a) - 2M_0/a]^2}{m \cdot \left(l - \frac{4}{3}a \right)} = \max. \tag{11}$$

Взяв производную от последнего выражения по a , получим:

$$\left[p \cdot (l - a) - 2M_0/a \cdot (l - 2a) \cdot \left(\frac{4M_0}{a^2} - \frac{2}{3}p \right) \right] = 0. \tag{12}$$

Из (12) следует два решения:

$$l \cdot 2a = 0 \text{ или } \frac{4M_0}{a^2} - \frac{2}{3}p = 0. \tag{13}$$

Первое решение соответствует образованию пластического шарнира посередине балки. Второе решение дает:

$$a = \sqrt{6M_0/p}. \tag{14}$$

Из (14) следует, что только при условии:

$$p > 24M_0/l^2, \tag{15}$$

будем иметь $a < l/2$.

Метод А.Р. Ржаницына дает простой и удобный в практическом отношении способ нахождения формы деформации балки под действием внезапно приложенной нагрузки.

Далее рассмотрим расчет решетчатой подпорной стены на действие сейсмических нагрузок. В настоящее время во многих расчетах для определения давления земли на подпорные стенки применяется теория, разработанную проф. Монобэ и Матсуо [3].

Давление земли во время землетрясений может быть определено таким же способом, как и при статических условиях при помощи замены g равнодействующей ускорения g_e ее действительным направлением и величиной. Это одинаково можно применить при аналитическом и графическом решениях.

Применяя этот принцип к теории призмы, используя теории Рэнкина, выведено выражение и с учетом наклона стены для определения максимального давления грунта при землетрясениях [4].

$$R_c = \frac{1}{2} \cdot \gamma_c h^2 \frac{\cos \cdot (\lambda - \varepsilon)}{\cos \lambda \cdot \cos^2(\varphi - \varepsilon)} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \cdot (\varphi - \lambda) \cdot \sin \varphi}{\cos \cdot (\varepsilon - \lambda) \cdot \cos \varepsilon}} \right]^2,$$

где γ – удельный вес материала; h – высота стенки по вертикали; φ – угол трения грунта; ε – угол задней части стенки с вертикалью; λ – угол внутреннего трения, т.е. сейсмический угол.



Пример

Вычислить динамические напряжения, возникающие при землетрясении на уровне обреза фундамента в подпорной стенке, поддерживающую сыпучую массу, при следующих данных: сейсмическое ускорение $\tau_0 = 1 \text{ м/с}^2$, удельный вес засыпки $\gamma_c = 18 \text{ кН/м}^3$, приведенный удельный вес железобетона и инертных заполнителей ячеек сооружений принимает приблизительно $\gamma_c = 21 \text{ кН/м}^3$, размеры стенки указаны на рисунке 1, д.

Ввиду массивности подпорной стенки, ячейки которых заполнены камнями, можно пренебречь ее упругими колебаниями и силы инерции определить, как одну десятую веса бетона. Сейсмический угол грунта $\lambda = \text{arctg}q \cdot \left(\frac{t_0}{q}\right)$ т.е. принять его равным $(\varphi - \lambda)$ и условно увеличить удельный вес заполнителя ячейки, приняв его $\lambda_c/\cos\lambda$.

В данном случае принимаем $\frac{t_0}{q} = 0,1$, $\lambda = \text{arctg}0,1 = 5^\circ 50'$; уклон задней грани $\varepsilon = 8^\circ 10'$. $\varphi = 40^\circ$ – угол трения грунта.

Таким образом, давление земли при землетрясении будет:

$$R_c = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^4 \text{ h}^2 \frac{0,999}{0,928} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{0,5 \cdot 0,409}{0,999 \cdot 0,99}}\right)^2 = 0,290 \cdot 10^4 \text{ h}^2.$$

Давление грунта в обычных условиях (пологая в формуле $\lambda = 0$):

$$R_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^4 \text{ h}^2 \frac{0,999}{0,928} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{0,5 \cdot 0,409}{0,999 \cdot 0,99}}\right)^2 = 0,235 \cdot 10^4 \text{ h}^2.$$

Приращение давления составляет: $R_c - R_1 = 0,055 \cdot 10^4 \text{ h}^2 = 8,8 \text{ кН}$.

Активное давление грунта равно: $E = \frac{1}{2} \gamma h^2 \text{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 4^2 \text{tg}^2 \left(45 - \frac{40}{2}\right) = 31,31 \text{ кН/м}^2$.

Приведенной вес подпорной стенки по участкам с учетом заполнителей ячеек составляет на 1 м ширины: $G_1 = 2,0 \cdot 1,5 \cdot 21 = 63 \text{ кН}$; $G_2 = 4,0 \cdot 1,5 \cdot 21 = 126 \text{ кН}$ их плечи относительно точки опрокидывания $a_1 = 80 \text{ см}$, $a_2 = 230 \text{ см}$, $h = 133 \text{ см}$.

Момент дополнительных сил относительно подошвы составляет:

$$\Delta M = 0,1 \cdot 63 \cdot 0,8 + 0,1 \cdot 126 \cdot 2,30 + 0,1 \cdot 31,31 \cdot 1,33 = 38,66 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Дополнительные напряжения (без учета коэффициента динамичности) $\sigma = \frac{38,66 \cdot 6}{3^2} = 25,77 \text{ кПа}$.

Некоторые авторы удваивают вычисленные таким образом напряжения, предусматривая внезапное приложение нагрузки (толчка); однако надо принять во внимание, что в выполненном расчете имеется запас при подсчете сил инерции материала стены, а дополнительное давление земли фактически может быть отнесено к безударному воздействию.

Литература:

1. Байнатов Ж.Б., Сапунов В.А. Противооползневое сооружение. Регистрационный номер заявки на изобретение № 2018/04.61.1. НИС МЮ РК.
2. Ржаницын А.Р. Экстремальное свойство формулы движения жестко-пластической системы, нагруженной за пределом несущей способности // Известия АН СССР. – 1959. – Серия: механика и машиностроение. – № 2.
3. Цшохер В.О., Быховский В.А. Антисейсмическое строительство. – М., 1937. – 344 с.
4. Безухов Н.И., Лужин О.В., Колкунов Н.В. Устойчивость и динамика сооружений. – М. : Высшая школа, 1987. – 264 с.

References:

1. Bainatov J.B., Sapunov V.A. Anti-slip construction. Registration number of the invention application № 2018/04.61.1. NIS MY RK.
2. Rzhantsyn A.R. Extreme property of the formula for the motion of a rigid-plastic system loaded beyond the load-bearing capacity // Izvestia of the USSR Academy of Sciences. – 1959. – Series: Mechanics and Mechanical Engineering. – № 2.
3. Tsshoher V.O., Bykhovskiy V.A. Antiseismic construction. – M., 1937. – 344 p.
4. Bezukhov N.I., Luzhin O.V., Kolkunov N.V. Stability and dynamics of structures. – M. : Higher school, 1987. – 264 p.