

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ЗДАНИЯ И СООРУЖЕНИЯ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ



УДК 624.131

А.М. КАРАУЛОВ, К.В. КОРОЛЕВ, А.С. АКИЛИНА

РАСЧЕТ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ГЛАДКОЙ СТЕНЫ В ГРУНТЕ НА ПОПЕРЕЧНЫЕ НАГРУЗКИ

Приводится статическое решение задачи о несущей способности гладкой стены в грунте на поперечные нагрузки. Рассматриваются две расчетные схемы – традиционная, основанная на наборе зон активного давления и пассивного отпора грунта и предлагаемая на основе построения областей предельного равновесия грунта с зоной радиального веера. Выполняется сопоставление результатов расчетов по обеим расчетным схемам. Исследуется взаимосвязь предельных значений горизонтальной силы и момента. Для практических расчетов предлагается методика оценки несущей способности стены в грунте на поперечные нагрузки, оформленная в виде формулы и вспомогательной таблицы.

К л ю ч е в ы е с л о в а: несущая способность, стена в грунте, поперечные нагрузки.

DOI 10.32683/0536-1052-2020-744-12-5-13

Термин «стена в грунте» обозначает как конструкцию, в точности соответствующую данному названию, так и метод сооружения такой конструкции. Стена в грунте может использоваться в следующих видах: фильтрационная завеса, подпорная стенка и ленточный фундамент глубокого заложения. В геотехнической литературе приводятся основные положения по проектированию и способам устройства стены в грунте [1, 2]. Расчеты конструкций выполняются на строительный и эксплуатационный период [3, 4]. Специфика расчетов зависит от предназначения стены в грунте. Это касается в основном расчетов на эксплуатационный период.

Здесь мы будем рассматривать стену в грунте исключительно как ленточный фундамент глубокого заложения. Проектирование этой конструкции сопровождается расчетами по двум группам предельных состояний [5]. Что касается расчетов по второй группе предельных состояний, то предпочтение отдается методикам, основанным на решении Урбана о деформировании упругой стенки в упругой среде, подчиняющемся гипотезе коэффициента постели [5, 6]. Для оценки прочности и устойчивости стены в грунте (первое предельное состояние), как правило, обращаются к строгим или приближенным методам теории предельного равновесия грунтов [5, 7].

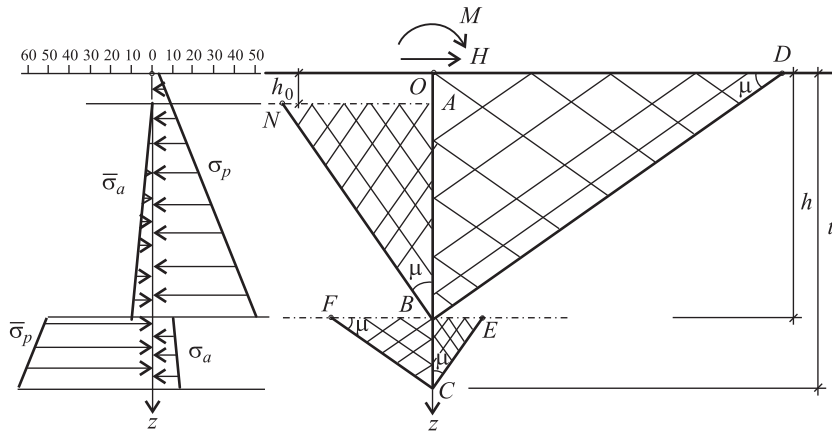


Рис. 1. Традиционная (первая) расчетная схема для оценки устойчивости стены в грунте

В данной статье рассматривается вопрос о расчете устойчивости стены в грунте с использованием статического метода теории предельного равновесия грунтов. Условие гладкости стенки принимается как наиболее доступный в теоретическом отношении случай для построения строгих решений, в то же время данное условие в практических расчетах содержит некоторый скрытый запас в отношении прочности и устойчивости грунта.

Поперечные нагрузки – это горизонтальная сила и момент, приложенные к сечению стены в грунте в уровне поверхности грунта. Разумеется, в статье даются решения для условий плоской деформации в однородной грунтовой среде.

Рассмотрим две расчетные схемы для оценки устойчивости. Одна – традиционная, представляющая комбинацию активного и пассивного давлений грунта на заглубленную тонкую стенку. Другая – предлагаемая, основанная на отражении в расчетной схеме поворота стенки от действия поперечных нагрузок. Сопротивление подошвы учитываться не будет, поскольку, во-первых, размеры подошвы принимаются малыми и, во-вторых, неучет данного фактора идет в запас расчета.

Приведем основные уравнения традиционного метода расчета устойчивости стены в грунте от действия горизонтальной силы и момента. На рис. 1 показана расчетная схема для оценки устойчивости стенки.

На стенку OC , погруженную в грунт на глубину t , действуют горизонтальная сила H и момент M , приложенные в уровне поверхности непригруженного основания. Ожидается возможность поворота стенки от приложенной нагрузки вокруг некоторой точки B , расположенной на глубине h . Слева принимается наличие зоны выпора грунта ODB и зоны обрушения грунта BEC , а справа – зоны обрушения ONB и выпора – FBC . Силовое горизонтальное давление на стенку выражается в активном давлении грунта на участках AB слева и BC справа, а также пассивном давлении на участках OB справа и BC слева.

На рис. 1 в указанных зонах показаны сетки линий скольжения. Активное σ_a и пассивное σ_p давления на гладкую стенку даются выражениями [7]:

$$\sigma_a = \gamma z \lambda_a - 2c\sqrt{\lambda_a}, \quad \sigma_p = \gamma z \lambda_p + 2c\sqrt{\lambda_p}. \quad (1)$$

Коэффициенты активного λ_a и пассивного λ_p давления грунта равны:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right), \quad \lambda_p = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (2)$$

Для общего случая весомого сыпучего основания при наличии удельного веса грунта γ и параметров прочности грунта – удельного сцепления c и угла внутреннего трения φ , а также при отсутствии пригрузки на поверхности до критической глубины h_0 отсутствует боковое давление грунта со стороны активного давления. Критическая высота h_0 составляет

$$h_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{\lambda_a}}. \quad (3)$$

Горизонтальная сила H и момент M устанавливаются из условий равновесия и могут быть рассчитаны по формулам:

$$\begin{aligned} H &= \gamma(\lambda_p - \lambda_a)\left(h^2 - \frac{1}{2}t^2\right) + 2c(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})(2t - h) - \frac{1}{2}\gamma h_0^2 \lambda_a, \\ M &= \frac{1}{3}\gamma(\lambda_p - \lambda_a)(t^3 - 2h^3) + c(\sqrt{\lambda_p} + \sqrt{\lambda_a})(t^2 - 2h^2) + \frac{1}{6}\gamma h_0^3 \lambda_a. \end{aligned} \quad (4)$$

Выражения (4) определяют в параметрической форме функцию $M(H)$. В качестве параметра в этих зависимостях выступает величина h – глубина расположения ожидаемой точки поворота. Очевидно, что несущие способности на моментную нагрузку и на горизонтальную силу взаимосвязаны. Отметим, что это общее положение встречается также при рассмотрении несущей способности свай на поперечные нагрузки [8]. Изменяя параметр h , можно получить весь спектр пар предельных значений $M = M_u$ и $H = H_u$, а соответственно и функцию $M_u(H_u)$. Тогда условие устойчивости, например, для области положительных значений M и H , можно записать в виде

$$M \leq M_u(H). \quad (5)$$

Все расчеты в данной статье даны в относительных переменных: γ – единица массовой силы, c – единица напряжения. Специальных обозначений для относительных переменных вводить не будем. Для примера вычислены предельные значения M_u и H_u для следующих относительных значений исходных данных: $\gamma = 1$, $c = 1$, $\varphi = 20^\circ$, $t = 30$ и параметр $h = 23.5$. На рис. 1 показаны эпюры давления с правой σ_p , σ_a и с левой стороны $\bar{\sigma}_a = \sigma_a$, $\bar{\sigma}_p = \sigma_p$. При этом предельные значения поперечных нагрузок оказались равными: $M_u \approx 106$, $H_u \approx 229$. Отметим, что функция $M_u(H_u)$ при постоянных значениях φ и t близка к линейной, но строго линейной не является. Непосредственное дифференцирование выражений (4) показывает значение производной

$$\frac{dM_u}{dH_u} = h. \quad (6)$$

Таблица 1. Относительные значения параметров M_{u0} и H_{u0} , соответствующие первой расчетной схеме

\bar{t}	$\varphi = 10^\circ$		$\varphi = 20^\circ$		$\varphi = 30^\circ$		$\varphi = 40^\circ$	
	M_{u0}	H_{u0}	M_{u0}	H_{u0}	M_{u0}	H_{u0}	M_{u0}	H_{u0}
10	170,18	24,57	259,61	36,32	380,62	52,45	566,72	77,37
20	990,51	69,56	1671,64	114,62	2589,95	175,83	4002,00	270,13
30	2886,69	133,26	5148,00	233,28	8193,94	368,62	12875,57	576,90
40	6278,67	215,59	11595,26	392,24	18754,53	630,76	29753,82	997,58
50	11586,80	316,55	21924,03	591,47	35833,62	962,21	57207,79	1532,15
60	19229,54	436,13	37037,63	830,99	60990,77	1362,99	97793,99	2180,62
70	29627,63	574,33	57845,58	1110,77	95796,55	1833,08	154090,25	2942,97
80	43202,08	731,14	85259,69	1430,82	141807,34	2372,49	228643,72	3819,19
90	60369,75	906,58	120176,55	1791,13	200571,88	2981,17	324069,84	4809,35
100	81550,27	1100,62	163520,05	2191,73	273666,19	3659,22	442877,00	5913,36

Характерные точки функции $M_u(H_u) - M_u = M_{u0}$ при $H_u = 0$ и $H_u = H_{u0}$ при $M_u = 0$. В табл. 1 приведены относительные значения M_{u0} и H_{u0} в зависимости от исходных параметров φ и \bar{t} . Здесь относительная глубина заложения стенки в основание обозначена специальным символом $\bar{t} = \gamma t / c$, где t – фактическая глубина.

В статическом методе теории предельного равновесия кинематическая сторона задачи не рассматривается, однако, некоторое соответствие характеру ожидаемых перемещений грунта желательно обеспечивать при построении сетки линий скольжения в грунтовом массиве. Прецедент такого рода можно видеть в сравнении расчетной схемы Паукера и Прандтля в классической задаче о штампе [9].

На рис. 2 представлена расчетная схема для решения задачи о несущей способности стенки на поперечные нагрузки, несколько отличная от традиционной схемы на рис. 1.

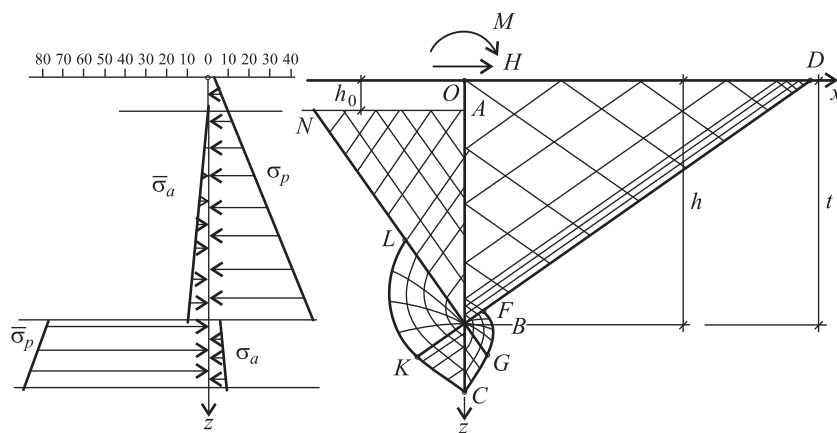


Рис. 2. Предлагаемая (вторая) расчетная схема для оценки устойчивости стены в грунте

Постановка задачи и исходные данные приняты те же, что и первом случае. Ожидаемая точка поворота стенки от действия горизонтальной силы H и момента M находится на глубине h . Для определения величин H и M в основании вычисляется предельное напряженное состояние. Данная задача решается в рамках статического метода теории предельного равновесия грунтов интегрированием канонической системы уравнений статики сыпучей среды при заданных граничных условиях. Граничные условия определяются отсутствием распределенных давлений на поверхности основания и условием поворота стенки относительно точки B при действии на нее поперечных нагрузок. Результатом решения является, в частности, сетка двух семейств линий скольжения, принципиальный вид которой показан на рис. 2.

Каноническая система уравнений статики сыпучей среды для условий плоской деформации в декартовой системе координат zOx (ось Oz – вертикальна) имеет вид [10]:

$$dx = dz \operatorname{tg}(\alpha \pm \mu), \quad d\sigma \pm 2\sigma \operatorname{tg}\varphi \cdot d\alpha = \gamma(dz \mp dx \operatorname{tg}\varphi), \quad (7)$$

где $\sigma = (\sigma_z + \sigma_x)/2 + 2c \operatorname{ctg}\varphi$ – среднее приведенное напряжение;

α – угол наклона первой главной оси тензора предельных напряжений к оси Oz .

Верхние знаки в уравнениях (7) относятся к линиям скольжения первого семейства, нижние – ко второму. Компоненты тензора предельных напряжений даются формулами [10]:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_z \\ \sigma_x \end{array} \right\} = \sigma(1 \pm \sin\varphi \cos 2\alpha) - c \operatorname{ctg}\varphi, \quad \tau_{zx} = \sigma \sin\varphi \sin 2\alpha. \quad (8)$$

Решение выполняется в рамках краевых задач статики сыпучей среды [10]. В зоне ADB (справа от стенки) имеет место максимальное напряженное состояние и решение достигается интегрированием системы (7) в рамках первой краевой задачи статики сыпучей среды. Граничные условия на участке AD имеют вид:

$$\sigma = \frac{c \operatorname{ctg}\varphi}{1 - \sin\varphi}, \quad \alpha = \frac{\pi}{2}. \quad (9)$$

В зоне BFG (радиального веера) решается вторая краевая задача статики сыпучей среды численным интегрированием системы (7) при известных значениях параметров x, z, σ, α на участке BF линии скольжения первого семейства и условиях в особой точке B (с правой стороны):

$$\frac{\pi}{2} \geq \alpha \geq 0, \quad \sigma = \frac{\gamma h + c \operatorname{ctg}\varphi}{1 - \sin\varphi} e^{(2\alpha - \pi) \operatorname{tg}\varphi}. \quad (10)$$

В зоне BGC решается третья краевая задача статики сыпучей среды при известных значениях x, z, σ, α на участке GC линии скольжения второго семейства и условиях на участке BC оси Oz (справа от стенки):

$$\alpha = 0, \quad x = 0. \quad (11)$$

Далее выполняется решение слева от стенки. В зоне *ONB* имеет место минимальное напряженное состояние и решение достигается интегрированием уравнений (7) в рамках первой краевой задачи при известных условиях на границе *NO*:

$$\sigma = \frac{c \operatorname{ctg} \varphi}{1 + \sin \varphi}, \quad \alpha = 0. \quad (12)$$

В зоне радиального веера *LKB* решается вторая краевая задача при известных значениях параметров x, z, σ, α на участке *BF* линии скольжения первого семейства и условиях в особой точке *B* (с левой стороны):

$$0 \leq \alpha \leq \frac{\pi}{2}, \quad \sigma = \frac{\gamma h + c \operatorname{ctg} \varphi}{1 + \sin \varphi} e^{2\alpha \operatorname{tg} \varphi}. \quad (13)$$

И, наконец, интегрированием уравнений (7) в рамках третьей краевой задачи в зоне *KFC* завершается решение. Здесь интегрирование обеспечивается известными значениями параметров x, z, σ, α на участке *BK* линии скольжения первого семейства и условиях на участке *BC* оси *Oz* (слева от стенки):

$$\alpha = \pi/2, \quad x = 0. \quad (14)$$

В результате решения вдоль стенки с правой и левой сторон определяются значения угла α и среднего приведенного напряжения σ , и следовательно, устанавливаются горизонтальные давления на стенку σ_x с помощью уравнений (8). Уравнения равновесия позволяют определить искомые величины предельных поперечных воздействий: горизонтальной силы H_u и момента M_u .

На рис. 2 приведены эпюры предельных горизонтальных давлений на стенку при тех же исходных данных, что и для первой расчетной схемы: $\gamma = 1, c = 1, \varphi = 20^\circ, t = 30$ и параметр $h = 23,5$. При этом предельные значения поперечных нагрузок составили: $M_u \approx 5814, H_u \approx 15$. Очевидно, что расчетные схемы при одинаковых исходных данных приводят в данном случае к абсолютно различным результатам. Однако это сопоставление, формально верное, не может быть отнесено в целом к зависимости $M_u(H_u)$, так как величина h есть лишь ее параметр. Сопоставление зависимостей $M_u(H_u)$ по обеим расчетным схемам может являться критерием допустимости результатов.

Проверочными численными расчетами было установлено, что при постоянных значениях φ и t зависимость $M_u(H_u)$, как и для первой расчетной схемы, близка к линейной. Поэтому и для второй расчетной схемы будем характеризовать функции $M_u(H_u)$ точками: $M_u = M_{u0}$ при $H_u = 0$ и $H_u = H_{u0}$ при $M_u = 0$. В табл. 2 приведены относительные значения M_{u0} и H_{u0} , рассчитанные по второй расчетной схеме в зависимости от исходных параметров φ и \bar{t} .

Покажем насколько различаются результаты, получаемые по двум расчетным схемам. Для этого в положительной области были рассчитаны функции $M_u(H_u)$ при значениях $\gamma = 1, c = 1, \varphi = 20^\circ, \bar{t} = 30$. Результаты рас-

Таблица 2. Относительные значения параметров M_{u0} и H_{u0} , соответствующие второй расчетной схеме

\bar{t}	$\varphi = 10^\circ$		$\varphi = 20^\circ$		$\varphi = 30^\circ$		$\varphi = 40^\circ$	
	M_{u0}	H_{u0}	M_{u0}	H_{u0}	M_{u0}	H_{u0}	M_{u0}	H_{u0}
10	200,56	26,23	313,32	39,34	484,01	58,25	638,68	88,96
20	1156,79	74,27	2006,13	124,41	3280,59	195,85	5481,53	311,83
30	3359,59	142,44	6166,70	253,57	10366,78	411,29	17623,94	667,19
40	7295,45	230,67	13881,23	426,78	23713,48	704,48	40712,48	1154,94
50	13450,88	338,95	26235,07	644,01	45299,34	1075,42	78262,16	1775,07
60	22310,66	467,29	44311,96	905,27	77095,91	1524,10	133779,61	2527,60
70	34362,84	615,67	69190,86	1210,55	121081,53	2050,53	210752,59	3412,51
80	50094,48	784,10	101974,00	1559,83	179231,81	2654,68	312720,41	4429,74
90	69985,72	972,57	143725,88	1953,15	253491,94	3336,54	443191,63	5579,47
100	94528,25	1181,08	195548,06	2390,50	345861,63	4096,18	605651,88	6861,46

четов графически представлены на рис. 3. Итак, расхождение в результатах довольно существенно и составляет 10–20 %. Для всего диапазона исходных данных величина расхождения может достигать 30 %. Следует заметить, что традиционная расчетная схема дает меньшие значения несущей способности стены в грунте на поперечные нагрузки.

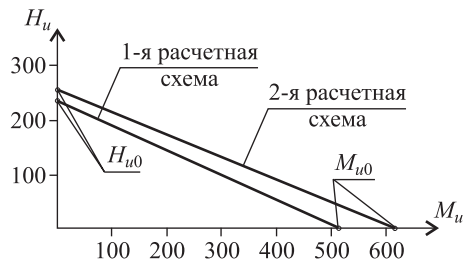


Рис. 3. Графики $M_u(H_u)$ для двух расчетных схем

Поскольку функция $M_u(H_u)$ в положительной области близка к линейной, в практических расчетах может использоваться линейная зависимость, построенная на значениях M_{u0} и H_{u0} . Тогда условие устойчивости (5) примет вид:

$$M \leq M_{u0} \left(1 - \frac{H}{H_{u0}} \right) \quad \text{или} \quad H \leq H_{u0} \left(1 - \frac{M}{M_{u0}} \right). \quad (15)$$

Выводы. 1. Традиционная расчетная схема дает по сравнению с предлагаемой расчетной схемой заниженные (до 10–30 %) значения предельных поперечных нагрузок на гладкую стену в грунте.

2. Предлагаемая расчетная схема с использованием зоны радиального веера представляется более обоснованной и может применяться в практических расчетах несущей способности стены в грунте с использованием условий (15) и данных табл. 2.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Смородинов М.И., Федоров Б.С. Устройство фундаментов и конструкций способом стена в грунте. М., 1976.

2. Костэ Ж., Санглера Г. Механика грунтов. М.: Стройиздат, 1981. 456 с.
3. Зубков В.М., Перлей Е.М., Раюк В.Ф. и др. Подземные сооружения, возводимые способом стена в грунте. Л.: Стройиздат, 1977. 200 с.
4. Костерин Э.В. Основания и фундаменты. М.: Высш. шк., 1990. 430 с.
5. Глушков Г.И. Расчет сооружений, заглубленных в грунт. М.: Стройиздат, 1977. 295 с.
6. Силин К.С., Глотов Н.М., Завриев К.С. Проектирование фундаментов глубокого заложения. М.: Транспорт, 1981. 252 с.
7. Королев К.В. Плоская задача теории предельного равновесия грунтов. Новосибирск: СГУПС, 2010. 251 с.
8. Королев К.В., Полянкин А.Г., Кузнецов А.А. Несущая способность свай на горизонтальную и моментную нагрузки и оптимальное проектирование свайных фундаментов // Транспортное строительство. 2013. № 3. С. 13–15.
9. Флорин В.А. Основы механики грунтов. М.; Л.: Госстройиздат, 1961. Т. 2. 544 с.
10. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. М.: Физматгиз, 1960. 240 с.

Караулов Александр Михайлович, д-р техн. наук, проф.;

E-mail: karaulov_am@mail.ru

Сибирский государственный университет путей сообщения, г. Новосибирск

Королев Константин Валерьевич, д-р техн. наук, проф.;

E-mail: korolev_kv@mail.ru

Сибирский государственный университет путей сообщения, г. Новосибирск

Акилина Алина Сергеевна, асп.; E-mail: akilinaalina@autlook.com

Сибирский государственный университет путей сообщения, г. Новосибирск

Получено после доработки 30.11.2020

Karaulov Alexandr Mikhaylovich, DSc, Professor; E-mail: karaulov_am@mail.ru

Siberian Transport University, Novosibirsk, Russia

Korolev Konstantin Valer'evich, DSc, Professor; E-mail: korolev_kv@mail.ru

Siberian Transport University, Novosibirsk, Russia

Akilina Alina Sergeevna, Post-graduate Student; E-mail: akilinaalina@autlook.com

Siberian Transport University, Novosibirsk, Russia

CALCULATION OF BEARING ABILITY OF THE SMOOTH WALL IN GROUND ON CROSS-SECTION LOADINGS

The static decision of a problem on bearing ability of a smooth wall in a ground on cross-section loadings is resulted. Two settlement circuits – traditional, based on a set of zones of active pressure and passive repulse of a ground and offered are considered on the basis of construction of areas of limiting balance of a ground with a zone of a radial fen. Comparison of results of calculations under both settlement circuits is carried out. The interrelation of limiting values of horizontal force and the moment is investigated. For practical calculations the technique of an estimation of bearing ability of a wall in a ground on the cross-section loadings, made out as the formula and the auxiliary table is offered.

Key words: bearing ability, a wall in a ground, cross-section loadings.

REFERENCES

1. Smorodinov M.I., Fedorov B.S. Ustroystvo fundamentov i konstruktsiy sposobom stena v grunte [Device of the bases and designs in the way a wall in a ground]. Moscow, 1976. (in Russian)

2. *Koste G., Sanglera G.* Mekhanika gruntov [Mechanic soils]. Moscow, Stroyizdat, 1981. 456 p. (in Russian)
 3. *Zubkov V.M., Perley E.M., Rayuk V.F. et. al.* Podzemnye sooruzheniya, vozvodimye sposobom stena v grunte [The Underground constructions erected in the way a wall in a ground]. Leningrad, Stroyizdat, 1977. 200 p. (in Russian)
 4. *Kosterin E.V.* Osnovaniya i fundamenty [Bas and the bases]. Moscow, 1990. 430 p. (in Russian)
 5. *Glushkov G.I.* Raschet sooruzheniy, zaglublennykh v grunt [Calculation of constructions, buried in the ground]. Moscow, Stroyizdat, 1977. 295 p. (in Russian)
 6. *Silin K.S., Glotov N.M., Zavriev K.S.* Proektirovaniye fundamentov glubokogo zalozheniya [Designing of the bases deep place]. Moscow, Transport, 1981. 252 p. (in Russian)
 7. *Korolev K.V.* Ploskaya zadacha teorii predel'nogo ravnesiya gruntov [Problem of the theory of limiting balance of soils]. Novosibirsk: SGUPS, 2010. 251 p. (in Russian)
 8. *Korolev K.V., Polyankin A.G., Kuznetsov A.A.* Nesushchaya sposobnost' svay na gorizonta'nuyu i momentnuyu nagruzki i optimal'noye proektirovaniye svaynykh fundamentov [Smiths ability of piles on horizontal and moments loadings and optimum designing of the pile bases]. Transportnoye stroitel'stvo [Transport construction]. 2013. No. 3. Pp. 13–15. (in Russian)
 9. *Florin V.A.* Osnovy mekhaniki gruntov [Fundamentals of soil mechanics]. Moscow, 1961. Vol. 2. 544 p. (in Russian)
 10. *Sokolovskiy V.V.* Statika sypuchey sredy [Statics of the loose environment]. Moscow, 1960. 240 p. (in Russian)
-