

## Определение несущей способности армированного георешеткой грунтового основания

*К.т.н., доцент, и.о. заведующего кафедрой А.Н. Баданин\*;  
старший преподаватель Е.С. Колосов,*

*ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

**Ключевые слова:** геосинтетические материалы; георешетка; армогрунт

Армирование грунта сегодня широко применяется в строительстве. Это один из самых перспективных методов улучшения строительных свойств грунтов. Метод является относительно новым, хотя известно, что армированный грунт применялся на протяжении всей истории строительной деятельности человечества. Саманные постройки и Великая Китайская стена тому примеры, а в России с ее болотами издревле использовались гати и слани, т. е. армирование заболоченных грунтов.

В современной истории отсчет применения армированных грунтов в качестве оснований различных сооружений начинается с 1965 г., когда французский инженер Видадь обосновал и запатентовал метод армирования грунта (патент E02 d 27/28 199790 1964г.). Им введено понятие нового материала – армированный грунт (армогрунт), признанное во всем мире [1, 2].

Основу армогрунта составляют армирующие материалы. В 60-70-х годах прошлого века в качестве армирующих элементов в основном применялись металлические полосы и сетки [3]. Начиная с 80-х годов все шире стали применять различные геосинтетические материалы [4, 5]. Они обладают необходимыми прочностными характеристиками, легко транспортируются и укладываются, дешевы в производстве и достаточно долговечны. Производство этих материалов освоено отечественной промышленностью [6].

В основном геосинтетики используются для устройства протяженных объектов, где отношение ширины сооружения намного меньше его длины. Широкое применение армированный грунт нашел при строительстве насыпей, подпорных стен и плотин [7, 8, 9].

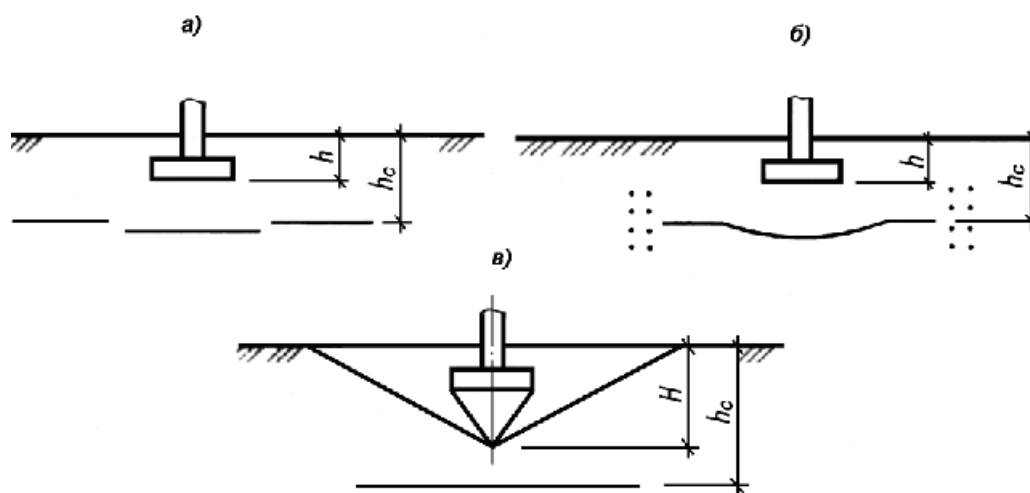
Назначение геосинтетиков в грунтовых сооружениях весьма разнообразно. В плотинах их часто используют как противофильтрационные экраны [10, 11]. С их помощью обеспечивают противозерозионную защиту склонов [12], решают задачи экологической безопасности [13]. Эффективно себя зарекомендовало применение геосинтетических материалов для усиления слабых грунтовых оснований автомобильных и железных дорог [14, 15, 16]. Применение геосинтетических материалов постоянно расширяется, непрерывно ведутся работы по улучшению их функциональных характеристик [17].

Характер разрушения грунтовых оснований, армированных геосинтетическими материалами, имеет свои особенности. На основании исследований выявлено, что разрушение армированного основания наступает в трех случаях [18]:

- 1) разрушение от растяжения арматуры (рисунок 1, а);
- 2) разрушение от проскальзывания арматуры (адгезионное разрушение) (рисунок 1, б);
- 3) разрушение грунта выше армирующего слоя (рисунок 1, в).

При этом отмечено, что при применении ячеистой арматуры (георешеток) адгезионного разрушения не происходит, так как георешетка при укладке самозаанкеривается [3]. Именно поэтому георешетки нашли широкое применение в улучшении строительных свойств грунтов.

Кроме того, в работе Матвеева А.В. доказано, что прочность материала георешетки больше прочности грунта, поэтому разрушения георешетки от предельного давления  $q_{пр}$  не происходит [3].



**Рисунок 1. Виды разрушения армированного основания.  $h$  – глубина заложения фундамента;  $h_c$  – глубина заложения арматуры;  $H$  – глубина активной зоны основания**

Исходя из вышеперечисленного, при армировании основания необходимо избежать разрушения грунта выше георешетки. В предложенной Матвеевым А.В. расчетной схеме георешетка располагается на глубине  $h_c$  в пределах активной зоны основания  $H$  ( $h_c \leq H$ ) [14]. В этом случае георешетка с грунтом создает композитный слой грунта, в котором отсутствует горизонтальное перемещение частиц грунта от внешней нагрузки, т.к. грунт ограничен размерами ячейки георешетки. Принято называть такой слой армогрунтовой плитой [18]. При этом сдвиг грунта будет происходить по поверхности георешетки, отчего возникают силы трения сдвигаемого массива грунта о грунт засыпки и ребра ячеек самой георешетки. Но суммарная площадь поверхности ребер ячеек георешетки значительно меньше поверхности грунта заполнения ячеек. При георешетке с размерами ячеек  $0,3 \times 0,3$  м площадь ребер георешетки на  $1 \text{ м}^2$  площади грунта заполнения составит всего  $0,05 \text{ м}^2$ , что составляет 5% от площади грунта заполнения георешетки. При других геометрических размерах ячеек соотношение площадей ребер георешетки и грунта заполнения примерно одинаково (меньше размер ячейки – тоньше материал ленты изготовления, и наоборот). Это дает основание принять условия:

- 1) силы трения сдвигаемого грунта о ребра ячеек георешетки ничтожно малы;
- 2) геометрические размеры ячеек георешетки не оказывают какого-либо серьезного влияния на величину несущей способности армированного грунта.

Следовательно, данными параметрами в расчетах можно пренебречь.

Необходимо также учесть разный характер разрушения основания в случаях плоской и пространственной задач. В случае плоской задачи под подошвой фундамента формируется жесткое грунтовое ядро в виде треугольника. Это ядро сдвигает частицы грунта только вдоль меньшей стороны фундамента. В случае пространственной задачи под подошвой фундамента формируется жесткое грунтовое ядро в виде конуса. Ядро такой формы будет сдвигать частицы грунта во все стороны, но в первую очередь по меньшей стороне фундамента. Расчетные схемы и зависимости для определения предельной несущей способности остаются такими же, как и для плоской задачи. Разница только в коэффициентах несущей способности [19]. Следовательно, для перехода к решению пространственной задачи определения предельной несущей способности основания, армированного георешетками, по теории предельного равновесия активного и пассивного давлений грунта необходимо ввести коэффициент условий пространственной работы георешетки  $k_y$ . Такой коэффициент будет учитывать:

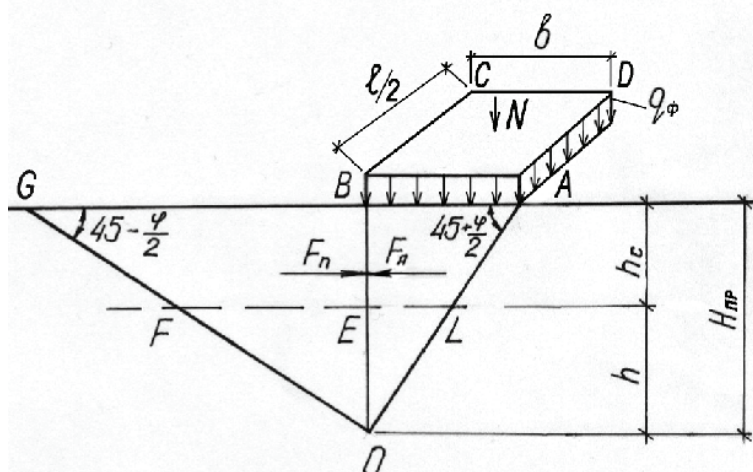
- характер разрушения основания в случае пространственной задачи;
- перемещение сдвигаемых частиц во все стороны;
- соотношение сторон фундамента  $a=l/b$ ;
- глубину заложения георешетки  $h_c$ .

Учитывая вышеизложенное, можно применить для решения пространственной задачи плоскую расчетную схему, введя соответствующие ограничения.

За основу расчетной схемы принята предложенная Харром М.Е. схема для решения плоской задачи [20]. Так как рассматривается фундамент поверхностного опирания, глубина заложения фундамента  $D$  отсутствует. При решении пространственной задачи составленная расчетная схема представлена в проекции вдоль меньшей стороны фундамента. Усиливающая основание георешетка обозначена на схеме по линии  $FEL$  (рисунок 2).

При составлении расчетной схемы учтены следующие ограничения:

- 1) прочность материала георешетки намного превосходит прочность грунта;
- 2) георешетка располагается в пределах активной зоны основания в один слой;
- 3) адгезионного разрушения (проскальзывания георешетки) не происходит, т.к. георешетка самоанкеривается при укладке;
- 4) сдвиг грунта при разрушении основания происходит по верхней поверхности георешетки;
- 5) силы трения сдвигаемого грунта о ребра ячеек георешетки не учитываются, учитывается только трение сдвигаемого грунта о грунт заполнения ячеек георешетки.



**Рисунок 2. Расчетная схема по определению предельной несущей способности основания:**  
 $H_{np}$  – глубина активной зоны основания;  $h_c$  – глубина расположения георешетки;  $N$  – внешняя нагрузка;  $q_0$  – равномерно распределенная нагрузка на основание;  $b, l$  – ширина и длина подошвы фундамента;  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта основания

Условие предельного равновесия, выведенное из равенства сил активного  $F_A$  и пассивного  $F_{п}$  давлений грунта при  $q_{\phi} = q_{np}$  ( $q_{np}$  – предельная несущая способность) в соответствии с расчетной схемой (рисунок 2.2), составит:

$$F_{п} = k_y F_A, \quad (1)$$

где  $k_y = f\left(\frac{l}{b}; h_c\right)$  – коэффициент условий работы, учитывающий пространственную работу георешетки.

Величина активного давления грунта  $F_A$  на вертикальную плоскость  $BO$  (рассматривается треугольник  $BAO$ ) от действия нагрузки  $q$  определяется по зависимости:

$$F_A = \left( \frac{\gamma H_{np}^2}{2} + q_{np} H_{np} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c_0 H_{np} \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (2)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта,  $\text{кН/м}^3$  ( $\text{тс/м}^3$ );

$H_{np}$  – глубина активной зоны основания при его пространственной работе, м;

$q_{np}$  – предельная несущая способность,  $\text{кПа}$  ( $\text{тс/м}^2$ );

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта основания;

$c_0$  – удельное сцепление,  $\text{кПа}$  ( $\text{тс/м}^2$ ).

Величина пассивного давления грунта  $F_{п}$  на вертикальную плоскость  $GO$  (рассматривается треугольник  $GBO$ ) без укладки георешетки определяется по зависимости:

$$F_{п}^{GBO} = \frac{\gamma H_{np}^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_0 H_{np} \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (3)$$

При укладке георешетки на глубине  $h_c$  из работы пассивного давления исключается грунт, находящийся ниже георешетки (треугольник  $FEO$ ), и пассивное давление грунта есть разность пассивных давлений грунта в треугольниках  $GBO$  и  $FEO$ :

$$F_{II} = F_{II}^{GBO} - F_{II}^{FEO}. \quad (4)$$

При этом пассивное давление в треугольнике  $FEO$  составит:

$$F_{II}^{FEO} = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_0 h \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (5)$$

где  $h = H_{np} - h_c$  (рисунок 2).

Подставив зависимости (3) и (5) в (4), получим величину пассивного давления  $F_{II}$ :

$$F_{II} = \frac{\gamma H_{np}^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_0 H_{np} \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) - 2c_0 h \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (6)$$

Условие равновесия (1) после подстановки зависимостей (2) и (6) примет следующий вид:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma H_{np}^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_0 H_{np} \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) - 2c_0 h \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) = \\ = k_y \left[ \left( \frac{\gamma H_{np}^2}{2} + q_{np} H_{np} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c_0 H_{np} \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]. \end{aligned} \quad (7)$$

В результате преобразования левой части выражения (7) получим:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) (H_{np}^2 - h^2) + 2c_0 \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) (H_{np} - h) = \\ = k_y \left[ \left( \frac{\gamma H_{np}^2}{2} + q_{np} H_{np} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c_0 H_{np} \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]. \end{aligned} \quad (8)$$

Учитывая, что  $H_{np} - h = h_c$ , выражение (8) преобразуется в:

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{2} (H_{np}^2 - h^2) \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_0 \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) h_c = \\ = k_y \left[ \left( \frac{\gamma H_{np}^2}{2} + q_{np} H_{np} \right) \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c_0 H_{np} \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \right]. \end{aligned} \quad (9)$$

Тогда величина предельной несущей способности  $q_{np}$  будет равна:

$$\begin{aligned} q_{np} = \frac{\frac{\gamma}{2} (H_{np}^2 - h^2) \operatorname{tg}^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c_0 h_c \operatorname{tg} \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)}{k_y H_{np} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)} + \\ + \frac{2c_0 H_{np} \operatorname{tg} \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)}{H_{np} \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)} - \frac{\gamma H_{np}^2}{2H_{np}}. \end{aligned} \quad (10)$$

Учитывая, что  $h = H_{np} - h_c$ , после выполнения преобразований зависимость (10) окончательно примет вид:

$$q_{np} = \frac{1}{k_y} \frac{0,5\gamma(2H_{np}h_c - h_c^2) \times \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_0h_c \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}{H_{np} \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} + \frac{2c_0}{\operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} - \frac{\gamma H_{np}}{2}. \quad (11)$$

Необоснованными в зависимости (11) являются величины глубины активной зоны основания при его пространственной работе  $H_{np}$  и коэффициент условий работы  $k_y$ .

Глубина активной зоны  $H_{np}$  при решении плоской задачи ( $l/b \geq 10$ ) определяется по зависимости (12) и зависит от угла внутреннего трения  $\varphi$  и ширины подошвы фундамента  $b$ :

$$H_{np} = b \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (12)$$

В условиях решения пространственной задачи ( $l/b < 10$ ) несомненно, что величина активной зоны  $H_{np}$  будет иной. Это обусловлено тем, что при  $l/b \geq 10$  грунт под нагрузкой будет смещаться только по плоскости меньшей стороны, а при  $l/b < 10$  дополнительно происходит смещение частиц грунта и по большей стороне фундамента. Следовательно, для определения глубины активной зоны  $H_{np}$  при решении пространственной задачи необходимо ввести коэффициент, учитывающий отношение сторон фундамента  $l/b$ .

При этом активная зона основания сложена из трех прослоек: грунт, армогрунтовая плита из георешетки и грунта заполнения ячеек и далее опять грунт. В работе Цытовича Н.А. для слоистых напластований существует понятие эквивалентного слоя грунта  $h_3$  [19], определяемого по формуле:

$$h_3 = A_{\omega const} b, \quad (13)$$

где  $A_{\omega const}$  – коэффициент эквивалентного слоя, зависящий от отношения сторон фундамента  $l/b$ , для жестких фундаментам;  
 $b$  – ширина подошвы фундамента.

Напряжения в грунте при расчетах на прочность и расчетах по деформациям при всех равных условиях одинаковы. Следует предположить, что характер изменения зависимостей

$H_{np} = b \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) f(l/b)$  и  $h_3 = b f(A_{\omega const})$  также одинаков и будет выполняться условие:

$$\frac{H_{np}}{H_{np}} = \frac{h_{3\alpha}}{h_{310}} = A_{\omega const} k_{np}, \quad (14)$$

где  $H_{np}$  – глубина активной зоны основания при решении пространственной задачи ( $\alpha = l/b < 10$ );  
 $H_{np}$  – глубина активной зоны основания при решении плоской задачи ( $\alpha = l/b \geq 10$ );  
 $h_{3\alpha}$  – толщина эквивалентного слоя при решении пространственной задачи ( $\alpha = l/b < 10$ );  
 $h_{310}$  – толщина эквивалентного слоя при решении плоской задачи ( $\alpha = l/b \geq 10$ );  
 $k_{np}$  – переводной коэффициент перерасчета коэффициента эквивалентного слоя для его использования в решении пространственной задачи.

Значения коэффициента эквивалентного слоя  $A_{\omega const}$  для любых прямоугольных площадей загрузки с отношением длины к ширине фундамента  $\alpha = \frac{l}{b}$  приведены Цытовичем Н.А. в таблице

V.6 [19]. Также там представлен  $A_{\omega const}$  для плоской задачи, для которого согласно зависимости

(14)  $\frac{h_{310}}{h_{310}} = A_{\omega const} k_{np} = 1$ . Это дает возможность получить переводной коэффициент

пространственной работы  $k_{np}$ :

$$k_{np} = \frac{1}{A_{\omega const 10}}, \quad (15)$$

где  $A_{\omega const 10}$  – коэффициент эквивалентного слоя при  $\alpha = \frac{l}{b} \geq 10$ .

Полученные коэффициенты пространственной работы для мелких и пылеватых песков при коэффициенте бокового расширения  $\mu_0=0,25$  (он же коэффициент Пуассона) [19], учитывая, что

$$k_{np} = \frac{1}{A_{\omega const 10}} = \frac{1}{2,38} = 0,42, \text{ приведены в таблице 1.}$$

**Таблица 1. Значения коэффициентов пространственной работы**

$\alpha=l/b$	коэффициент эквивалентного слоя $A_{\omega const}$	коэффициент пространственной работы $A_{\omega const}k_{np}$
1,0	0,99	0,42
1,5	1,21	0,51
2,0	1,37	0,58
3,0	1,62	0,68
4,0	1,81	0,76
5,0	1,94	0,82
6,0	-	
7,0	-	
8,0	-	
9,0	-	
$\geq 10$	2,38	1

Примечание:  $A_{\omega const}$  – значение для абсолютно жесткого фундамента.

Из зависимости (14) глубина активной зоны основания при решении пространственной задачи составит:

$$H_{np} = A_{\omega const} k_{np} H_{nl}. \quad (16)$$

Подставив в (16) зависимость (12), получим:

$$H_{np} = A_{\omega const} k_{np} b \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right). \quad (17)$$

При пространственной работе георешетки в коэффициенте условий работы  $k_y$ , помимо коэффициента пространственной работы  $A_{\omega const} k_{np}$ , необходимо также учесть коэффициент условий работы георешетки:

$$k_y = A_{\omega const} k_{np} \times k_{resh}, \quad (18)$$

где  $k_{resh}$  – коэффициент условий работы георешетки, зависящий от глубины расположения  $h_c$ .

Таким образом, получено теоретическое значение предельной равномерно распределенной нагрузки  $q_{пр}$ .

Значение коэффициента условий работы георешетки  $k_{resh}$  для пылеватых и мелких водонасыщенных песков обосновано по результатам экспериментальных исследований [21]. Для других видов слабых грунтов необходимы дополнительные исследования.

Оптимальная глубина заложения георешетки составляет  $0,3b \leq h_c < 1,0b$  [15]. На основе анализа зависимости (11) можно утверждать, что глубина заложения георешетки будет находиться в пределах  $0 < h_c < H_{np}$ . Но при  $h_c = 0 - 0,3b$  возможно смятие и разрушение ячеистой структуры георешетки [22]. При  $h_c = H_{np}$  зависимость (11) примет вид:

$$q_{np} = \frac{1}{k_y} \frac{0,5\gamma H_{np}^2 \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) + 2c_0 H_{np} \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)}{H_{np} \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} + \frac{2c_0}{\operatorname{tg}\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)} - \frac{\gamma H_{np}}{2}. \quad (19)$$

Зависимость (19) показывает, что при  $h_c = H_{np}$  георешетка исключена из работы, и решение такой задачи сводится к известному решению Харра [20]. В соответствии с предложенным Матвеевым А.В. решением плоской задачи георешетка располагается в пределах глубины активной зоны основания, и вводится коэффициент условий работы  $k_y = h_c / H_{np} = 1$  [14]. В случае решения пространственной задачи коэффициент условий пространственной работы георешетки  $k_y = A_{const} k_{np}$ , и глубина активной зоны основания будет иной.

Таким образом, глубина заложения георешетки рассчитывается исходя из условия, что  $0,3b < h_c < H_{np}$ .

Следует учитывать, что с увеличением  $h_c$  существенно возрастают объемы земляных работ, что может свести выгоды от применения георешеток к минимуму. Необходимо также отметить, что при увеличении  $h_c$  неизбежно увеличивается величина возможной осадки, что может вызвать трудности в процессе эксплуатации. Учитывая эти условия, глубина заложения георешетки  $h_c$

должна быть такой, чтобы выполнялось условие  $q_{\phi} \geq \frac{q_{np}}{\gamma_n}$  ( $\gamma_n = 1,4$  – коэффициент надежности).

Выполнение этого условия обеспечит минимизацию объемов земляных работ при укладке георешетки и необходимую несущую способность.

Зная оптимальную величину  $h_c$  и учитывая, что георешетка для обеспечения самозаанкеривания должна пересечь линию  $GO$  (рисунок 2), получим необходимую минимальную ширину георешетки  $b_c$ :

$$b_c = 2 \left[ (H_{np} - h_c) \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \right] + b. \quad (20)$$

Подставив значение  $H_{np}$  (зависимость 17), получим:

$$b_c = 2 \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) \left( A_{const} k_{np} b \operatorname{tg}\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) - h_c \right) + b. \quad (21)$$

Длина георешетки определяется из отношения сторон фундамента  $l/b$ :

$$\frac{l}{b} = \frac{l_c}{b_c}, \text{ а именно } l_c = \frac{l b_c}{b}. \quad (22)$$

Заданные таким образом оптимальные параметры заглубления и размеров георешетки позволят минимизировать объемы земляных работ при сохранении достаточной несущей способности основания.

### Выводы

1. Показано, что возможно решение пространственной задачи определения несущей способности армированного георешеткой грунта методами решения плоской задачи за счет введения коэффициентов пространственной работы.
2. Предложен способ определения оптимальных параметров заглубления и площади георешетки, что позволит минимизировать объемы земляных работ при сохранении достаточной несущей способности основания.

## Литература

1. Vidal H. The Principal of Reinforced Earth // Highway Research. 1969. №282. Pp. 1-16.
2. Vidal H. Reinforced Earth 1972 // Annales de L'Institut du Bâtiment et de Travaux Publics. Supplement.1972. No. 299, November. Pp. 18-28.
3. Джоунс К. Д. Сооружения из армированного грунта. М.: Стройиздат, 1989. 281с.
4. Львовович Ю. М. Геосинтетические и геопластиковые материалы в дорожном строительстве. М.: Информавтодор, 2002. 74 с.
5. Устьян Н. А. Геоконтейнеры в дорожном и гидротехническом строительстве // Инженерно-строительный журнал. 2011. №4. С. 22-25.
6. Овчаров А. С., Золотозубов Д. Г. Определение прочностных характеристик геосинтетических материалов // Вестник Пермского государственного технического университета. Строительство и архитектура. 2011. №1. С. 54-58.
7. Тяпочкин А. В. Совершенствование конструктивно-технологических решений армогрунтовых насыпей с подпорными стенами. Дис. к.т.н. М.: ЦНИИС, 2011. 163 с.
8. Haza E., Gotteland Ph., Gourc J. P. Design method for local load on a Geosynthetic reinforced soil structure. Geotechnical and Geological Engineering. 2000. Т. 18. № 4. Pp. 243-267.
9. Цибельман Н. Надежда и опора // Наука и жизнь. 2009. №8. С. 60-65.
10. Лупачев О. Ю., Телешев В. И. Противофильтрационные элементы из геомембран. Опыт применения в гидротехническом строительстве // Инженерно-строительный журнал. 2009. №6. С. 35-43.
11. Шакиров Р., Юрьев С. Водохранилище Сахаби. Ликвидация фильтрации // Гидросооружения. 2007. №1. С. 16-23.
12. Слепнев П. А., Щербина Е. В. Роль длительной прочности геосинтетического материала в расчетах и проектировании противозрозионной защиты склонов // Academia. Архитектура и строительство. 2010. №3. С. 578-581.
13. Голубева О. С. Эффективность применения армогрунтовых конструкций в целях обеспечения геозоологической безопасности транспортных сооружений. Дис. к.т.н. М.: Московский государственный строительный университет, 2002. 172 с.
14. Матвеев А. В., Великотный В. П., Комаров А. А. Теоретическое обоснование предельной несущей способности нестабилизированного земляного полотна, усиленного георешетками // Материалы II международной НТК. СПб.: ПГУПС, 2002. С. 57 – 59.
15. Конструкция дорожных одежд временных автомобильных дорог на слабых грунтовых основаниях. Отчет о научно-исследовательской работе. СПб.: ВИТУ, 2001. 238 с.
16. Бурмистрова О. Н., Пластинина Е. В., Воронина М. А. Математическая модель проектирования лесовозных автомобильных дорог с учетом климатических условий северо-западного региона // Известия Коми научного центра УрО РАН. 2011. №4. С. 79-84.
17. Jay T. Improving the performance of Geosynthetic materials // International Railway Journal. 2002. № 3. Pp. 34 – 35.
18. Binquet J., Lee K. L. Bearing capacity tests on Reinforced Earth Slabs // J. Geot. Engng. Proc. ASCE. 1975. №101. Pp. 55-76.
19. Цытович Н. А. Механика грунтов (краткий курс). Учебник для вузов. 6-е изд. М.: Высш. школа, 2011. 272 с.
20. Yarr M. E. Mechanics ob particulate media: a probiemisting approach. New York: 1976. 543 p.
21. Баданин А. Н. Методика расчета на прочность усиленных георешетками грунтовых оснований фундаментов поверхностного опирания опор военных железнодорожных мостов. Дис. к.т.н. СПб.: ВТУ ЖДВ, 2007. 124 с.
22. Тимофеева Л. М. Армирование грунтов (теория и практика применения). Пермь: ППИ, 1991. 478 с.

*\*Андрей Николаевич Баданин, Санкт-Петербург, Россия*

*Тел. моб.: +7(921)659-98-76; эл. почта: chinnab@mail.ru*

© Баданин А.Н., Колосов Е.С., 2012



doi: 10.5862/MCE.30.4

## Determinating the bearing capacity of soil foundation reinforced by geogrid

A.N. Badanin

Saint-Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia

E.S. Kolosov

Saint-Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia

+7(921)659-98-76; e-mail: chinnab@mail.ru

### Key words

geosynthetics; geogrid; reinforced soil

### Abstract

The article deals with improving the construction properties of soils due to their reinforcement by geosynthetics, namely the geogrid. Geosynthetics have been widely used in the construction of extended objects: the mound of roads and railways, dams, retaining walls.

The article includes a description of the possible destruction of reinforced soil base under load. It is established that the soil reinforcement by geogrids prevents adhesive failure (slip).

The definition of carrying capacity of geogrid reinforced foundation is considered in terms of spatial task for the case when the ratio of base length to its width is not more than 5. The solution presented in the form of the equilibrium conditions of active and passive earth pressure.

The coefficient of geogrid space work for water-saturated silt and fine sands is derived. The optimal size and depth of geogrid inception are determined.

### References

1. Vidal H. The Principal of Reinforced Earth. *Highway Research*. 1969. No. 282. Pp. 1-16.
2. Vidal H. Reinforced Earth 1972. *Annales de L'Institut du Bâtiment et de Travaux Publics*. Supplement.1972. No. 299, November. Pp. 18-28.
3. Dzhouns K. D. *Sooruzheniya iz armirovannogo grunta* [Construction from the reinforced soil]. Moscow: Stroyizdat, 1989. 281 s. (rus)
4. Lvovovich Yu. M. *Geosinteticheskiye i geoplastikovyye materialy v dorozhnom stroitelstve* [Geosynthetics and geoplastics materials in road construction]. Moscow: Informavtodor, 2002. 74 p. (rus)
5. Ustyan N. A. *Magazine of civil engineering*. 2011. No. 4. Pp. 22-25. (rus)
6. Ovcharov A. S., Zolotozubov D. G. *Vestnik Permskogo gosudarstvennogo tekhnicheskogo universiteta. Stroitelstvo i arkhitektura* [Bulletin of the Perm State Technical University. Construction and architecture]. 2011. No.1. Pp. 54-58. (rus)
7. Tyapochkin A. V. *Sovershenstvovaniye konstruktivno-tekhnologicheskikh resheniy armogruntovykh nasypov s podpornymi stenami* [Improvement of structural and technological solutions of reinforced soil mounds with retaining walls]. The thesis of candidate of technical sciences. Moscow: TsNIIS, 2011. 163 p. (rus)
8. Haza E., Gotteland Ph., Gourc J. P. Design method for local load on a Geosynthetic reinforced soil structure. *Geotechnical and Geological Engineering*. 2000. Vol. 18. No. 4. Pp. 243-267.
9. Tsibelman N. *Nauka i zhizn* [Science and life]. 2009. No.8. Pp. 60-65. (rus)
10. Lupachev O. Yu., Teleshev V. I. *Magazine of civil engineering*. 2009. No.6. Pp. 35-43. (rus)
11. Shakirov R., Yuryev S. *Gidrosooruzheniya* [Hydraulic constructions]. 2007. No.1. Pp. 16-23. (rus)
12. Slepnev P. A., Shcherbina Ye. V. *Academia. Arkhitektura i stroitelstvo* [Academia. Architecture and construction]. 2010. No.3. Pp. 578-581. (rus)
13. Golubeva O. S. *Effektivnost primeneniya armogruntovykh konstruksiy v tselyakh obespecheniya geoekologicheskoy bezopasnosti transportnykh sooruzheniy* [The effectiveness of reinforced soiled structures in order to ensure geo-ecological safety of transport constructions]. The thesis of candidate of technical sciences. Moscow: Moskovskiy gosudarstvennyy stroitelnyy universitet, 2002. 172 p. (rus)
14. Matveyev A. V., Velikotnyy V. P., Komarov A. A. *Materialy II mezhdunarodnoy NTK* [Proceedings of the II International STC]. Saint-Petersburg: PGUPS, 2002. Pp. 57 – 59. (rus)

Badanin A.N., Kolosov E.S. Determinating the bearing capacity of soil foundation reinforced by geogrid

15. *Konstruktsiya dorozhnykh odezhd vremennykh avtomobilnykh dorog na slabykh gruntovykh osnovaniyakh* [The construction of temporary pavement of roads on weak soil foundation]. Report on research work. Saint-Petersburg: VITU, 2001. 238 p. (rus)
16. Burmistrova O. N., Plastinina Ye. V., Voronina M. A. *Izvestiya Komi nauchnogo tsentra UrO RAN* [Proceedings of the Komi Scientific Center of UB RAS]. 2011. No.4. Pp. 79-84. (rus)
17. Jay T. Improving the performance of Geosynthetic materials. *International Railway Journal*. 2002. No. 3. Pp. 34 – 35.
18. Binquet J., Lee K. L. Bearing capacity tests on Reinforced Earth Slabs. *J. Geot. Engng. Proc. ASCE*. 1975. No.101. Pp. 55-76.
19. Tsytovich N. A. *Mekhanika gruntov (kratkiy kurs). Uchebnyk dlya vuzov* [Soil Mechanics (short course). The textbook for high schools]. Moscow: Vyssh. shkola, 2011. 272 p. (rus)
20. Yarr M. E. *Mechanics of particulate media: a problem-solving approach*. New York: 1976. 543 p.
21. Badanin A. N. *Metodika rascheta na prochnost usilennykh georeshetkami gruntovykh osnovaniy fundamentov poverkhnostnogo opiraniya opor voyennykh zheleznodorozhnykh mostov* [Methods of the strength calculating of geogrid reinforced soil bases of bearing surface foundations of military railway bridges supports]. The thesis of candidate of technical sciences. Saint-Petersburg: VTU ZhDV, 2007. 124 p. (rus)
22. Timofeyeva L. M. *Armirovaniye gruntov (teoriya i praktika primeneniya)* [Reinforcement of soil (Theory and Practice)]. Perm: PPI, 1991. 478 p. (rus)

**Full text of this article in Russian: pp. 25-32.**